

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

Dunja Frelj

Prekladna konstrukcija mostu na avtocesti

Diplomska naloga št.: 2865

Mentor:

izr. prof. dr. Franc Saje

Ljubljana, 26. 1. 2006

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.46:624.21(043.2)

Avtor: Dunja Frelih

Mentor: izr. prof. dr. Franc Saje

Naslov: Prekladna konstrukcija mostu na avtocesti

Obseg in oprema:

Ključne besede: mostovi, prednapeti beton, dimenzioniranje, tehnologija postopnega narivanja, prometna obtežba, evropski standardi

Izvleček

Diplomsko delo obravnava račun prekladne konstrukcije mostu na avtocesti. Prekladna konstrukcija je neprekinjen nosilec škatlastega prereza konstantne višine in je zgrajena po tehnologiji postopnega narivanja. Na konstrukciji je uporabljeno prednapetje z ravnimi kabli v zgornji in spodnji plošči za prevzem obremenitev časa gradnje in dodatno prednapetje s paraboličnimi kabli za prevzem obremenitev v času uporabe.

Na začetku naloge je na kratko opisana tehnologija postopnega narivanja ter njene prednosti. Sledi obravnava prometne obtežbe za cestne mostove po evropskem standardu prEN 1991-2, kjer so opisani uporaba različnih obtežnih modelov, načini postavitve obtežnih modelov na konstrukcijo ter karakteristične vrednosti prometne obtežbe. V nadaljevanju so opisani računski modeli, ki so bili uporabljeni za različne faze, v katerih se prekladna konstrukcija tekom gradnje in uporabe nahaja. Prvi model obravnava fazo narivanja. Je skupek 33 modelov, ki predstavljajo postopnost gradnje. Ta model je zasnovan kot ravninski linijski končni element. Naslednji model je namenjen izračunu obremenitev škatlastega prereza v prečni smeri. Sestavljen je iz končnih elementov za lupine. Tretji model je bil sestavljen kot linijski končni element in služi izračunu notranjih sil v vzdolžni smeri. Analiza prekladne konstrukcije je sestavljena iz dveh delov. Prvi del računa obravnava konstrukcijo v času gradnje. Izračunane so bile ovojnice momentov v času gradnje na podlagi katerih je določena sila prednapetja v zgornji in spodnji plošči škatlastega nosilca. Drugi del analize obravnava konstrukcijo v času uporabe. Podane so obtežbe na konstrukcijo v prečni in vzdolžni smeri ter na ločenih računskih modelih določene obremenitve za prečno in vzdolžno smer. Sledi dimenzioniranje prekladne konstrukcije in armaturni oziroma konstrukcijski načrti.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.46:624.21(043.2)

Author: Dunja Frelj

Supervisor: Assoc. Prof. dr. Franc Saje

Title:

Notes:

Key words: bridges, prestressed concrete, design, bridge launching, traffic load, european standards

Abstract

The present work focuses on deck construction of a highway bridge. Deck construction is designed as continued box girder with constant height. The deck construction is built by incremental launching. In launching phase launch prestressing with permanent internal straight tendons is applied in the upper and lower plate of the box girder for reducing stresses. On completion of launch, the service prestressing with internal parabolic tendons is used.

In the beginning bridge launching and its advantages are described. In continuing work focuses on European standard prEN 1991 – 2 for traffic loads on bridges, where different load model and its application on structure are defined. There are also given characteristic values of traffic loads. In the next capture the usage of three different computational models are explained. First model was used for calculating the internal forces in the deck construction during launching phases. It was designed using plane frame finite elements. Second model was used for the determination of internal forces in transverse direction of the bridge box girder. In this model shell finite elements were used. Third model is intended for determination of internal forces in longitudinal direction and it was designed as space frame construction. The analysis of deck construction consists of two parts. In the first part the analysis of deck construction in launching phase is made. Moment envelopes were calculated and the prestressing force for internal straight tendons was defined. Second part analyses the deck construction under service loads. There are given loads on deck construction and the internal forces for transverse and longitudinal direction of the bridge box girder are analysed. In continuing of the work the reinforcement and construction planes are designed.

KAZALO VSEBINE

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | UVOD | 1 |
| 2 | OSNOVNI PODATKI O OBRAVNAVANI KONSTRUKCIJI IN NAČINU GRADNJE | 3 |
| 2.1 | Opis mostnega nosilca | 3 |
| 2.2 | Geometrijske karakteristike prečnega prereza | 5 |
| 2.3 | Tehnologija postopnega narivanja mostnega nosilca | 6 |
| 2.3.1 | Prednosti tehnologije postopnega narivanja | 6 |
| 2.3.2 | Določitev dimenzij prekladne konstrukcije | 7 |
| 2.3.3 | Betoniranje segmentov | 8 |
| 2.3.4 | Prednapenjanje s kabli | 10 |
| 2.3.5 | Principi armiranja z mehko armaturo | 13 |
| 3 | RAČUNSKA OBTEŽBA PO EVROPSKEM STANDARDU ZA CESTNE MOSTOVE prEN 1991 – 2 | 15 |
| 3.1 | Uvod | 15 |
| 3.2 | Navpične obtežbe – karakteristične vrednosti | 17 |
| 3.3 | Vodoravne obtežbe – karakteristične vrednosti | 21 |
| 3.4 | Nezgodni vpliv vozil | 22 |
| 4 | RAČUNSKO MODELIRANJE IN OPIS ANALIZE PREKLADNE MOSTNE KONSTRUKCIJE | 25 |
| 4.1 | V času gradnje | 25 |
| 4.2 | V času uporabe | 27 |
| 5 | ANALIZA PREKLADNE MOSTNE KONSTRUKCIJE | 32 |
| 5.1 | Analiza in dimenzioniranje prekladne konstrukcije v času narivanja | 32 |
| 5.1.1 | Obtežba na konstrukcijo v fazi narivanja | 32 |

| | | |
|-------|--|----|
| 5.1.2 | Obremenitev konstrukcije v fazi narivanja | 32 |
| 5.1.3 | Dimenzioniranje ravnih kablov v območju <i>a</i> | 37 |
| 5.1.4 | Dimenzioniranje ravnih kablov v območju <i>b</i> | 45 |
| 5.2 | Analiza prekladne konstrukcije v času uporabe | 51 |
| 5.2.1 | Obtežba prekladne konstrukcije za analizo v prečni smeri | 51 |
| 5.2.2 | Obtežba prekladne konstrukcije za analizo v vzdolžni smeri | 54 |
| 5.2.3 | Obremenitev prekladne konstrukcije v prečni smeri | 67 |
| 5.2.4 | Obremenitev prekladne konstrukcije v vzdolžni smeri | 70 |
| 6 | DIMENZIONIRANJE PREKLADNE KONSTRUKCIJE V KONČNEM STANJU | 72 |
| 6.1 | Dimenzioniranje prekladne konstrukcije na upogib | 72 |
| 6.1.1 | Dimenzioniranje škatlastega prereza v prečni smeri | 72 |
| 6.1.2 | Dimenzioniranje škatlastega prereza v vzdolžni smeri | 79 |
| 6.2 | Dimenzioniranje prekladne konstrukcije na strig in torzijo | 82 |
| 7 | KONSTRUKCIJSKI OZIROMA ARMATURNI NAČRTI | 94 |
| 7.1 | Konstrukcijski načrti | 94 |
| 7.2 | Armaturni načrti | 94 |
| 8 | SKLEP | 95 |

KAZALO PREGLEDNIC

| | |
|---|-----------|
| Preglednica 1: Število voznih pasov v odvisnosti od širine vozišča | 16 |
| Preglednica 2: Karakteristične vrednosti obtežb za LM1 | 18 |
| Preglednica 3: Faktorji ψ | 58 |
| Preglednica 4: Obtežna kombinacija 1RK | 58 |
| Preglednica 5: Rezultati za vse korake iteracije | 62 |
| Preglednica 6: Obremenitev voziščne plošče v prečni smeri | 68 |
| Preglednica 7: Obremenitev spodnje plošče v prečni smeri | 68 |
| Preglednica 8: Obremenitev stojin v prečni smeri | 69 |
| Preglednica 9: Obtežne kombinacije za MSN | 70 |
| Preglednica 10: Seštevek armature v območju cone 1 | 90 |
| Preglednica 11: Seštevek armature v območju cone 2 | 91 |
| Preglednica 12: Seštevek armature v območju cone 3 | 92 |
| Preglednica 13: Seštevek armature v območju cone 4 | 93 |

KAZALO SLIK

| | |
|--|-----------|
| Slika 1: Prečni prerez nosilne konstrukcije v poljih | 3 |
| Slika 2: Prečni prerez nosilne konstrukcije nad podporami | 4 |
| Slika 3: Prerez mostnega nosilca v polju (a) in nad podporo (b) | 5 |
| Slika 4: Nanos obtežbe Load Model 1 | 19 |
| Slika 5: Model konstrukcije za prečno smer | 27 |
| Slika 6: Potek kabelske linije | 30 |
| Slika 7: Računski model G1 | 33 |
| Slika 8: Računski model G4 | 33 |
| Slika 9: Računski model G7 | 33 |
| Slika 10: Računski model G10 | 33 |
| Slika 11: Računski model G13 | 34 |
| Slika 12: Računski model G16 | 34 |
| Slika 13: Računski model G22 | 34 |
| Slika 14: Računski model G25 | 34 |
| Slika 15: Računski model G31 | 35 |
| Slika 16: Računski model G33 | 35 |
| Slika 17: Geometrija prereza v času gradnje | 37 |
| Slika 18: Stalna obtežba v prečni smeri času uporabe | 52 |
| Slika 19: Koristna obtežba v prečni smeri v času uporabe | 53 |
| Slika 20: Oblika obtežbe, ki jo povzroča nadomestna obtežba kablov | 61 |
| Slika 21: Potek upogibnih momentov v prečni smeri škatlastega prereza | 69 |
| Slika 22: Mesta za dimenzioniranje armature | 72 |
| Slika 23: Površina A_k v polju | 86 |
| Slika 24: Površina A_k nad podporo | 87 |
| Slika 25: Lege con na prekladni konstrukciji | 89 |

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Upogibni momenti v času gradnje

36

VIRI

Leonhardt F. 1979. Vorlesungen über Massivbau, Sechster Teil, Grundlagen des Massivbrückenbaues. Berlin, Heidelberg, New York, Springer Verlag.

Rosignoli M. 2002. Bridge Launching. London, Thomas Telford.

Rogač R., Saje F., Lozej M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armirano-betonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG.

Standardi:

DRAFT prEN 1991-2 EUROCODE 1, Actions on structures – Part 2: General rules – Traffic loads on bridges.

EUROCODE 2, Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

prEN 1992-2 (Stage 34) EUROCODE 2, Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges design and detailing rules.

1 UVOD

V predloženem diplomskem delu z naslovom »Prekladna konstrukcija mostu na avtocesti« je narejena analiza škatlastega betonskega mostnega nosilca, ki je zgrajen po sistemu narivanja. Obravnavano je dimenzioniranje prekladne mostne konstrukcije v času gradnje oziroma v fazi narivanja ter dimenzioniranje v času uporabe. Analiza opornikov, temeljev in ostalih elementov mostu v nalogi ni zajeta. Pri izdelavi naloge so bili upoštevani evropski tehnični standardi.

V drugem poglavju so navedene osnovne informacije o obravnavani konstrukciji. Določene so geometrijske karakteristike prečnih prereзов, opisana in skicirana je oblika prečnih prereзов ter definirana območja, na katerih je prečni prerez okrepljen. V tem poglavju so prav tako predstavljeni osnovne prednosti tehnologije postopnega narivanja, opisano je betoniranje segmenta ter značilnosti prednapenjanja prekladnega mostnega nosilca v fazi narivanja in v času uporabe.

V tretjem poglavju naloge je predstavljen evropski standard za cestne mostove prEN 1991-2. Na tem mestu so opisani in pojasnjeni obtežni modeli ter navedena pravila za nanašanje le-teh na prekladno mostno konstrukcijo. Navedene so tudi karakteristične vrednosti prometne obtežbe.

Četrto poglavje opisuje računske modele, ki so potrebni za izvedbo analize prekladne mostne konstrukcije. Opisani so računski modeli, ki so uporabljeni za izračun obremenitve v času narivanja in računski modeli, ki sta namenjena eden določitvi obremenitve v prečni in drugi določitvi obremenitve v vzdolžni smeri škatlastega mostnega nosilca v času uporabe.

V petem poglavju je narejena analiza prekladne mostne konstrukcije. Na tem mestu je določena obremenitev mostnega nosilca v fazi narivanja in dimenzionirani ravni kabli v spodnji in zgornji plošči škatlastega prereza. Sledi določitev obtežb na prekladno konstrukcijo v prečni smeri in v vzdolžni smeri. V nadaljevanju je določena obremenitev prekladne mostne

konstrukcije v končnem stanju. Ločeno je izračunana obremenitev škatlastega mostnega nosilca v prečni smeri in v vzdolžni smeri.

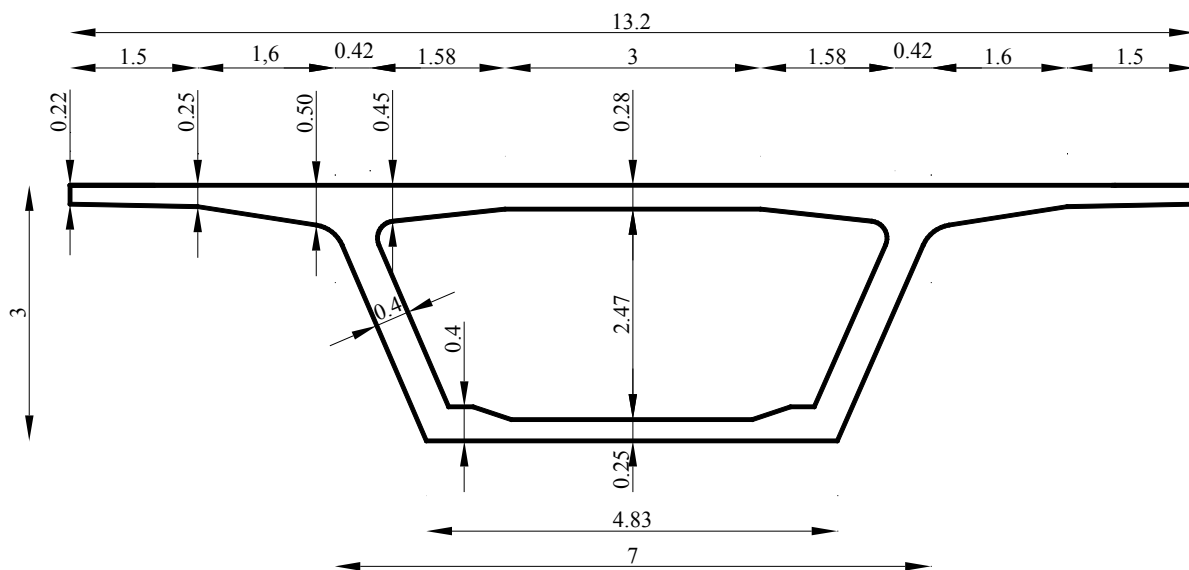
Šesto poglavje obravnava dimenzioniranje prekladne konstrukcije v končnem stanju. Konstrukcija je ločeno dimenzionirana na upogib v prečni smeri in v vzdolžni smeri. Sledi še dimenzioniranje prekladne konstrukcije na strig in torzijo ter seštevek prerezov armature, ki poteka v isti smeri. Armaturni načrti so predstavljeni v sedmem poglavju. Na koncu sledi sklep, v katerem so zbrane zaključne ugotovitve.

2 OSNOVNI PODATKI O OBRAVNAVANI KONSTRUKCIJI IN NAČINU GRADNJE

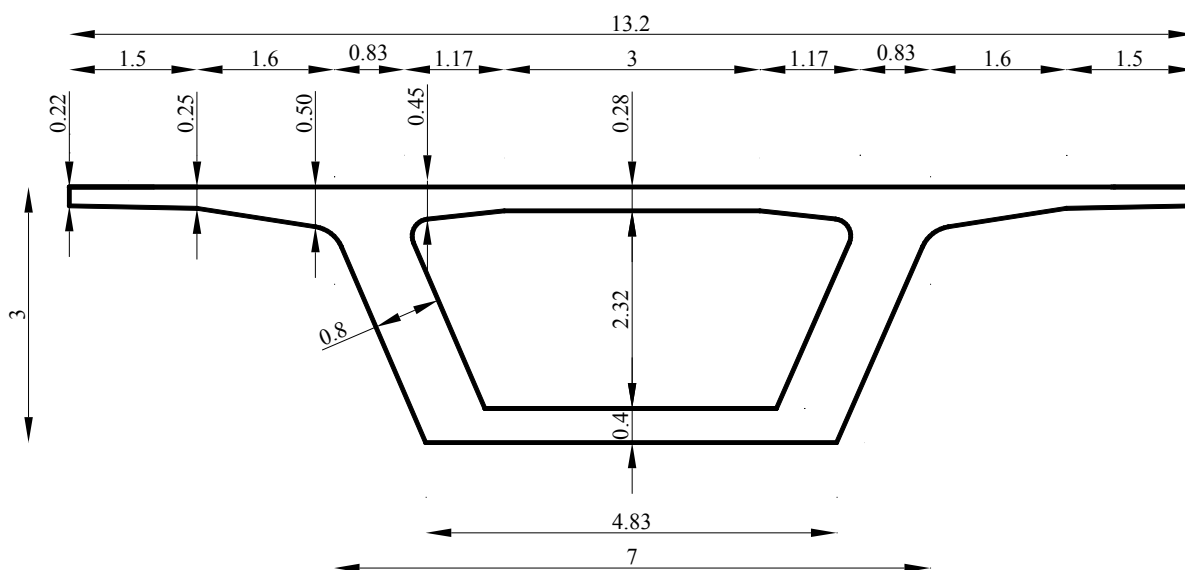
2.1 Opis mostnega nosilca

Prekladna mostna konstrukcija je zasnovana kot kontinuirana, polnoprnapeta armiranobetonska konstrukcija, ki poteka preko treh polj z razpetinami 40.0 m + 56.0 m + 40.0 m. Dolžina med osema krajnjih opornikov je 136.0 m, dolžina med osema dilatacije pa meri 138.0 m.

Prekladna mostna konstrukcija je škatlastega prereza konstantne višine. Višina prereza v osi objekta meri 3.0 m, širina spodnje plošče je 4.83 m, širina zgornje plošče pa znaša 13.20 m. Dolžina leve in desne konzolne plošče je 3.10 m. Debelina konzolne plošče se spreminja od 0.22 m na koncu do 0.50 m ob stojini. Debelina spodnje plošče se v območju polja spreminja od 0.25 m v sredini plošče do 0.40 m nad ležiščem. V območju podpor, to je na dolžini 7.0 m levo in desno od osi podpor, je debelina plošče konstantna in znaša 0.40 m. Stojini škatlastega prereza sta poševni, njuna debelina meri v poljih 0.4 m in nad podporami 0.8 m.



Slika 1: Prečni prerez nosilne konstrukcije v poljih



Slika 2: Prečni prerez nosilne konstrukcije nad podporami

Na sliki 1 je prikazan prečni prerez nosilne konstrukcije v poljih, na sliki 2 pa prerez nad podporami. Prečni prerez objekta, vključno z robnima vencema in ograjami, je predstavljen v prilogi A.

Prekladna konstrukcija je zgrajena po tehnologiji postopnega narivanja z uporabo jeklene konstrukcije dolžine 26.0 m. V fazi narivanja je za premostitev srednjega polja dolžine 58.0 m postavljen začasni opornik na polovici razpona, to je 28.0 m od druge podpore.

Za prenos obtežbe s prekladne konstrukcije na podpore so nameščena armirana elastomerna ležišča, od katerih so v prečni smeri v eni vrsti pomična, v drugi pa nepomična ležišča. V vzdolžni smeri so ležišča pomična nad opornikom *D* in nad srednjima opornikoma ter nepomična nad krajnim opornikom *A*.

Predvidena kvaliteta betona škatle je C 40/50. Kvaliteta mehke rebraste armature je S480 in kvaliteta jekla za prednapenjanje je $f_{p,0.1,k} / f_{pk} = 157/177 \text{ kN/cm}^2$.

V fazi gradnje je konstrukcija prednapeta z ravnimi kabli glede na faznost gradnje po taktih.

Po končanem narivanju je konstrukcija še pred odstranitvijo začasnega opornika prednapeta s kontinuiranimi parabolno vodenimi kablji, ki potekajo v prerezu v srednjem polju in so sidrani v bradavice, ki so izvedene v sosednjih poljih izza vmesnih opornikov.

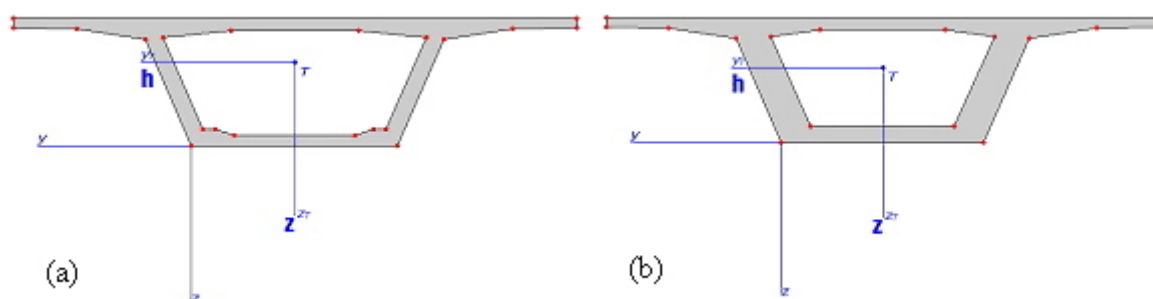
Spodnja konstrukcija je sestavljena iz dveh vmesnih podpor in dveh krajnih opornikov. Vmesni podori sta stebra polnega okroglega prereza premera 3.0 m in sta plitvo temeljena na temelju dimenzij $l/d/h = 7.0/7.0/3.0\text{m}$. Krajna opornika sta temeljena na petih uvrtnih *Benotto* pilotih $\phi = 150\text{cm}$. Krajni opornik *A* je prirejen za namestitev narivne opreme. Tloris objekta je prikazan v prilogi *B*, vzdolžni prerez objekta pa v prilogi *C*.

Narivanje je izvedeno iz krajnega opornika *A*. V srednjem polju je postavljen začasni opornik. Največja dolžina segmenta je 22.5 m. Delovni takt gradnje znaša 7 dni za en segment. Delovna ploščad je od osi krajnega opornika s hidravlično opremo oddaljena za 20.0 m.

Preklapanje ravnih kablov in prednapenjanje je v posamezni etapi izvedeno s 50% zamikom stikovanja.

2.2 Geometrijske karakteristike prečnega prereza

Izhodišče koordinatnega sistema za določitev geometrijskih karakteristik prereza je postavljeno v spodnje levo oglišče, kot je prikazano na sliki 3.



Slika 3: Prerez mostnega nosilca v polju (a) in nad podporo (b)

Geometrijske karakteristike prečnega prereza mostnega nosilca so naslednje:

V polju

| | |
|--|---------------------------------|
| <i>ploščina prečnega prereza ...</i> | $A_c = 7.67430 \text{ m}^2$ |
| <i>koordinata y_T ...</i> | $y_T = -2.42542 \text{ m}$ |
| <i>koordinata z_T ...</i> | $z_T = -1.97092 \text{ m}$ |
| <i>vztrajnostni moment prereza glede na os Yt ...</i> | $I_{yt} = 9.34905 \text{ m}^4$ |
| <i>vztrajnostni moment prereza glede na os Zt ...</i> | $I_{zt} = 76.15187 \text{ m}^4$ |

Nad podporo

| | |
|--|---------------------------------|
| <i>ploščina prečnega prereza ...</i> | $A_c = 10.06650 \text{ m}^2$ |
| <i>koordinata y_T ...</i> | $y_T = -2.42542 \text{ m}$ |
| <i>koordinata z_T ...</i> | $z_T = -1.80392 \text{ m}$ |
| <i>vztrajnostni moment prereza glede na os Yt ...</i> | $I_{yt} = 11.58932 \text{ m}^4$ |
| <i>vztrajnostni moment prereza glede na os Zt ...</i> | $I_{zt} = 87.72166 \text{ m}^4$ |

2.3 Tehnologija postopnega narivanja mostnega nosilca

2.3.1 Prednosti tehnologije postopnega narivanja

V primerjavi z običajnimi postopki gradnje ima tehnologija postopnega narivanja veliko prednosti, med katerimi v nadaljevanju navajam le najpomembnejše. Oprema je lahko bolj ali manj avtomatizirana. Obsega opaž oziroma delovno ploščad, ki leži na terenu, sistem za narivanje, jeklen kljun in morebitne začasne opornike. Vse delo poteka na majhnem, pred zunanjimi vplivi zaščitenem delovišču, zato je vgrajevanje in premikanje materiala zelo poenostavljeno. Ker je konstrukcija zgrajena na fiksnem in zaščitenem delovišču, je vsak postopek, od nameščanja armature, betoniranja in napenjanja kablov, veliko bolj enostaven in varen kot na gradbenem odru ali na delovišču na koncu konzole. Boljša je tudi kontrola kvalitete gradnje, ki je nujno potrebna, saj napake in nepravilnosti zelo otežijo narivanje. Izdelava prekladne konstrukcije pri tej tehnologiji gradnje ne potrebuje postavitve gradbenega odra, kar je velika prednost še posebej v primeru premoščanja reke, avtoceste, železnice ali

nedostopnega področja.

V primerjavi s prostokonzolno gradnjo so lahko segmenti dolgi tudi več kot 30 m. To zmanjša število stikov in s tem število oslabitev konstrukcije. Gradnja je hitrejša in potreben je le en opaž namesto dveh ali treh parov opažev. Tehnologijo je mogoče uporabiti tudi v primeru montažne gradnje mostnega nosilca.

Prednosti tehnologije postopnega narivanja so tudi gospodarna večkratna uporaba opreme in žive delovne sile, ki jo omogočajo ponavljajoče delovne operacije. Zaradi ponavljanja istih operacij je tudi nevarnost nekaterih napak manjša.

2.3.2 Določitev dimenzij prekladne konstrukcije

Pri določitvi dimenzij prekladne konstrukcije je potrebno upoštevati tako vse možne obremenitve konstrukcije v času gradnje oziroma narivanja, kakor tudi vse možne obremenitve konstrukcije v končnem stanju v času uporabe. Ob tem je v analizi treba upoštevati vrsto različnih konstrukcijskih sistemov in obtežnih primerov zaradi katerih se obseg dela poveča.

Dimenzioniranje konstrukcije v končnem stanju ne zadošča tudi za začasna stanja med gradnjo, ki jih povzroča lastna teža prekladne konstrukcije pri različnih vmesnih konstrukcijskih sistemih. Sprememba statičnega sistema ima lahko za posledico ciklično menjavo predznaka notranjih sil na posameznem prečnem prerezu konstrukcije. Med narivanjem mora biti lastna teža konstrukcije čim manjša. Za zmanjšanje obremenitev konstrukcije med gradnjo so lahko na določenih mestih postavljenečasne opore in uporabljen jeklen kljun, kar omogoča narivanje mostnega nosilca tudi preko relativno velikih razpetin v končnem stanju.

Pri tehnologiji narivanja mostnih nosilcev imamo praviloma vedno opravka s prednapetimi betonskimi ali sovprežnimi konstrukcijami.

Razdelitev prekladne konstrukcije na segmente

Število segmentov, na katere razdelimo prekladno konstrukcijo, je odvisno zlasti od dolžine in razpetine mostu, od časa, ki je na voljo za gradnjo, konfiguracije terena, možnosti priprave delovišča in razpoložljive opreme. Dolžina mostu prav tako vpliva na stopnjo avtomatizacije delovišča.

Izbrana optimalna dolžina segmenta mora biti prirejena dolžini razpona. Pri mostovih, ki imajo več krajših, enakih razponov, je lahko segment dolg enako kot razpon. Pri daljših razponih je dolžina segmenta krajša od razpona. Dolžina segmenta v tem primeru znaša polovico ali tretjino dolžine razpona. Ko je število segmentov izbrano, mora biti lega stikov med posameznimi segmenti prirejena glede na mesto upogibov konstrukcije v končnem stanju. V primeru večjega števila segmentov je lahko smiselno armaturne košare sestaviti že prej in jih kot celoto vstavljati v opaž.

2.3.3 Betoniranje segmentov

Segmenti prekladne konstrukcije so lahko betonirani eni ali v več fazah. Delovni cikel enega segmenta je zaporedje operacij med potiskanjem dveh zaporednih segmentov in traja od sedem do deset koledarskih dni. Smiselno je, da en cikel traja sedem koledarskih dni tako ima beton konec tedna (v dela prostih dneh) čas, da pridobi na trdnosti.

Zaporedje operacij pri izdelavi segmenta je odvisno od načina betoniranja, morebitne predpriprave armaturnega koša in časa, ki ga beton potrebuje, da doseže ustrezno trdnost potrebno za prednapenjanje potiskanje. Priročno je, da povečamo projektno trdnost betona in tako v krajšem času dosežemo zadostno trdnost za narivanje in prednapenjanje.

Ker je prekladna konstrukcija razdeljena na segmente, so med njimi nujno prisotni delovni stiki. Stiki so praviloma navpični, lahko pa so dodatno še tudi vodoravni. Vodoravni delovni stiki omogočajo časovni zamik betoniranja spodnje plošče in stojin, s čimer je preprečeno spodrivanje betona spodnje plošče, poveča pa se nevarnost razpok zaradi diferenčnega

krčenja. Pri vertikalnih stikih je zadnja stran segmenta gladka in naoljena. V novem segmentu krčenje in adhezija lahko povzročata horizontalne razpoke, ki so pravokotne na površino stika. Temu pojavu se da izogniti s tem, da površino stika naredimo hrapavo, z močenjem površine stika pred betoniranjem naslednjega segmenta in dodajanjem vertikalnih mrež. S tem se poveča tudi strižna trdnost stika.

Razlika med temperaturo segmenta, ki se že strjuje in med tistim, ki ga betoniramo, mora biti zmanjšana, dokler beton ne doseže potrebne trdnosti, sicer se pojavijo prevelike razpoke. V starejšem segmentu je ob stiku temperaturo potrebno zadrževati na 15 do 25°C, v novem pa zmanjševati. Toplota se sprošča zaradi hidratacije cementa in je višja pri hitrovezočem cementu.

Odstranitev segmenta iz opaža

Betoniranju sledi strjevanje betona v opažu. Pri premaknitvi segmenta iz opaža mora biti nov segment naslonjen na ustrezna ležišča, ki omogočajo njegovo izvlečenje iz opaža. Pri tem je potrebno trenje zmanjšati, da konstrukcija ne potegne opaža za seboj ter zagotoviti, da so vzdolžne in prečne napetosti v mladem betonu čim manjše. Da se trenje lahko zmanjša, je potrebno opaž ločiti od površine betona. To lahko dosežemo na dva načina; s spuščanjem opaža ali z dvigovanjem segmenta.

Preden je segment odstranjen iz opaža, je vsaj delno prednapet. Tudi iz tega razloga je potrebna določena oddaljenost delovne ploščadi od opornika, kjer se izvaja narivanje, da lahko beton pridobi na trdnosti preden prejme celotno silo prednapetja in upogibne napetosti, ki so posledica previsne lege segmenta, ko potuje po razponu med oporniki.

V tem območju je segment na gosto podprt, da so razponi čim manjši. Te podpore so majhna ležišča, nameščena na armirano-betonske stebričke. Njihovo število je čim manjše zaradi njihove cene in dela, ki poteka na njih tekom narivanja segmenta. Razdalja med prvo takšno podporo in opažem mora biti skrbno izbrana. Zadnji konec segmenta se namreč priključuje na naslednjega, zato mora le-ta biti vertikalno popolnoma pravokoten na opaž, saj bi sicer lahko

med narivanjem prišlo do dodatnih napetosti v betonu. Iz tega razloga mora biti prva podpora postavljena na taki razdalji od opaža, da so zasuki zelo majhni. Zadnji konec segmenta mora ostati trdno podprt na opažu. Če bi se segment dvignil, bi povzročil diskontinuiteto v spodnji plošči škatlastega prereza, kar bi otežilo proces narivanja.

Prva podpora ima pri odstranitvi segmenta iz opaža tudi vlogo vodila, zakar je priporočljivo, da stoji kar se da blizu opažu. Prevelika oddaljenost prej omenjene podpore povzroča težave pri odstranitvi zadnjega segmenta iz opaža zaradi koncentracij napetosti nad podporo, kar lahko povzroči poškodbe spodnje plošče prereza.

Tudi razdalja med zadnjo podporo in krajnim opornikom, s katerega poteka narivanje segmentov, mora biti pazljivo izbrana, saj je potrebno, da zagotavlja zadostno upadanje upogibnih momentov in pozitivno reakcijo na obeh teh podporah, sicer bi se statični sistem spremenil. Razdaljo med ostalimi podporami narekuje trdnostni razred betona, stopnja prednapetja in velikost prostora, ki je na voljo. Te podpore so lahko zgoščene proti koncu steze.

2.3.4 Prednapenjanje s kabli

Pri mostovih s krajšimi razponi so lahko med narivanjem segmentov napetosti na robu prereza zmanjšane z armiranjem, vendar je v večini primerov bolje, da so te napetosti zmanjšane ali odpravljene z ustrezno obliko prednapenjanja. V času gradnje uporaba paraboličnih kablov zaradi ciklične izmenjave pozitivnih in negativnih momentov ter spreminjanja vrednosti prečne sile ni mogoča. Zato mora biti prednapetje v času narivanja izvedeno z ravnimi kabli v spodnji in zgornji plošči mostnega nosilca.

Oblika prednapetja z ravnimi kabli za končno stanje ni optimalno učinkovita, saj povzroča tlačne napetosti tudi na tistih delih prereza, na katerih jih povzroča že zunanja obtežba. Poleg tega ravni kabli ne morejo zmanjšati prečne sile ob podporah, temveč le ustrezno povečajo strižno nosilnost prereza.

Cena prednapenjanja v času gradnje narašča z dolžino razpona, ki ga je potrebno premostiti. Pri najdaljših razponih lahko tehnologija postopnega narivanja uspešno tekmuje s tehnologijo prostokonzolne gradnje le tako, da so obremenitve, ki se v konstrukciji pojavijo v fazi narivanja, zmanjšane z uporabo začasnih podpor.

Prednapenjanje prekladne konstrukcije za prevzem obremenitve v času gradnje

Upogibne napetosti v segmentu so v času ko, je le-ta podprt z opažem, zelo nizke. Prednapetje, ki ga nanese na segment, je že pred narivanjem v pomoč pri izvlečenju segmenta iz opaža, preprečuje razpoke zaradi krčenja betona in pomaga pri transportu segmenta preko niza začasnih podpor do opornika, kjer se narivanje začne. V procesu narivanja pa ima prednapetje to vlogo, da zmanjša oziroma izniči natezne napetosti betonskega prereza.

V uporabi je več načinov za prednapenjanje v času gradnje. Poznamo prednapenjanje s trajnimi notranjimi kabli, ki so spojeni drug z drugim s povezovalniki na mestu, kjer sta združena sosednja segmenta. Naslednji način so začasni ali trajni notranji kabli, ki so sidrani na dostopnih bradavicah in spojeni z vzdolžnim preklapljanjem na sidrni dolžini kabla. Eden izmed načinov prednapenjanja v času gradnje so tudi začasni ali trajni zunanji ravni kabli v kombinaciji s prejšnjima načinoma ali pa kot samostojen način. Poznana je tudi metoda prednapenjanja z začasnimi ali trajnimi paraboličnimi kabli, ki so lahko notranji ali zunanji, v kombinaciji z začasnimi kabli, ki povzročajo konstantno ekscentričnost sile in z zunanjimi ravnimi kabli, ki prijemališče sile prednapetja približajo težišču prereza in s tem zmanjšajo ekscentričnost.

V vseh teh primerih napenjanje kablov na potrebno silo prednapetja zahteva, da se sveži beton za sidrnimi glavami ne poruši. Ukrep, ki zmanjša nevarnost porušitve betona za sidrnimi glavami, je gretje betona, uporaba toplotne izolacije ali dovajanje toplega zraka, s čimer pospešimo proces hidratacije in naraščanje trdnosti betona. Ena izmed možnosti je tudi uporaba betona višje trdnosti v območju sidranja kablov.

Ker je konkreten primer izveden z ravnimi kabli s preklopom, je v nadaljevanju tega dela bolj podrobno opisana prav slednji način prednapenjanja. Tovrstno prednapenjanje ima kar nekaj dobrih lastnosti. Pramena za kable so kratka in v primerjavi z gradnjo, kjer so uporabljeni dolgi in težki prefabriciranimi kabli, zelo priročna za vgrajevanje, kar zelo pospeši proces gradnje, zmanjša potrebno delovno silo in zagotavlja boljši končen rezultat. Čas, ki ga beton potrebuje za negovanje in doseganje zadostne trdnosti, je lahko izkoriščen za izdelavo kablov. Ker kabli ne potekajo od zadnjega konca, je armaturna kletka lahko sestavljena vnaprej. Povprečna dolžina kabla naraste in to zmanjša stroške za sidrne glave ter zmanjša izgube sile prednapetja.

Kabli so nameščeni v zgornji in spodnji plošči škatlastega prereza. Njihov prednji konec, to je konec v smeri narivanja, vedno izhaja iz škatlastega dela prereza. Zadnji konec kabla je prav tako lahko zasidran v bradavicah v škatlastem delu prereza, lahko pa tudi na stiku med segmentoma. V slednjem primeru jih betoniranje naslednjega segmenta zakrije in kasneje, za razliko od prejšnjih, ne morejo biti naknadno razbremenjeni.

Če so zadnji konci kablov sidrani na stikih med segmenti, se cena za sidrne bradavice razpolovi, toda zaradi napetosti, ki se pojavijo pri lezenju betona zaradi lokalnih tlačnih napetosti na sidrih, so potrebni posebni načini prednapenjanja. V primerjavi z načinom prednapenjanja, pri katerem kabli niso prekrivani, se sile v sidrih s časom ne zmanjšajo in deformacija zaradi lezenja spremeni razporeditev napetosti v stiku, kar močno razbremeni območje pred sidrom, da niti zelo velika sila prednapetja ne bi uspela preprečiti nastalih nateznih napetosti. Razpoke v stiku so lahko preprečene oziroma omejene z dodatnim armiranjem.

V primeru, da so zadnji konci kablov sidrani v sidrih bradavicah, so vedno dostopni. To omogoča razbremenitev in ponovno napetje nekaterih kablov na koncu narivanja, če kabli niso zainjecirani. Ta poseg je namenjen predvsem temu, da popravi nekatere neželene učinke prednapenjanja konstrukcije v času gradnje. V praksi pa je tako, da so naknadno razbremenjeni in znova napeti kabli težko ponovno uporabni, sidra so izgubljena, prav tako cevi, ki morajo biti nato injektirane. Če je injektiranje nemogoče, obstaja nevarnost prerjavetja kablov. Ker je tveganje sprejemljivo le za kratko obdobje, je možnost popuščanja

in ponovnega napenjanja kablov omejena le na kratke mostove.

Prednapenjanje prekladne konstrukcije za prevzem obremenitve v času uporabe

Ob koncu postopka narivanja konstrukcije je vsak prerez na svojem končnem mestu. V tem trenutku mora biti konstrukcija prilagojena obtežbi, ki jo bo prenašala v času uporabe. Za ta namen centrični kabli niso optimalna rešitev in zato so uporabljeni parabolični kabli, pri katerih ekscentrično delovanje sile prednapetja da najboljše rezultate. Pri uporabi začasnih opornikov je prednapetje s centričnimi kabli v času uporabe, ki ostane v konstrukciji, sorazmerno nizko in zato ima prednapetje s paraboličnimi kabli odločilen pomen.

Parabolični kabli lahko potekajo čez več polj, pri čemer pa je izguba sile prednapetja zaradi trenja sorazmerno velika. Če kabli potekajo le preko enega polja, so običajno zasidrani v območju momentnih ničelnih točk, tako da pokrivajo tudi območje podpor.

Notranji parabolični kabli so napeti po dokončanju narivanja in zaradi nevarnosti korozije so v cevi vstavljeni tik pred napenjanjem. Ker so cevi vgrajene že med gradnjo, morajo biti vodotesne in toge.

2.3.5 Principi armiranja z mehko armaturo

V škatlasti prerez, zgrajen po tehnologiji postopnega narivanja, je armatura položena po običajnih principih armiranja.

Dve plasti ortogonalne armature sta za pokrivanje vzdolžnih in prečnih napetosti, ki se pojavijo zaradi stalne in spremenljive obtežbe, sekundarnih napetosti ter torzijske obremenitve položeni na zgornjem in spodnjem robu zgornje plošče. Na enak način je armirana tudi spodnja plošča, le da je tu potrebno prenesti še reakcije iz podpor v stojini. Dve ortogonalni plasti armature v stojinah pokrivata natezne napetosti zaradi upogibnih momentov v prečni smeri mostnega nosilca.

Armiranje v prečni smeri je izvedeno z ravnimi in krivljenimi palicami. Krivljene palice so dražje, toda nujno potrebne za ojačitev armaturnega koša, pri čemer delujejo kot distančniki med plastmi armature.

Armaturni koš mora biti dovolj tog, da se med transportom v opaž in zaradi vibracij med vgrajevanjem betona preveč ne deformira, sicer bi okrog palic nastale votline, ki bi kasneje povzročile, da bi korozivne snovi na jeklo delovale na večjih površinah in s tem pospešile propadanje armature.

3 RAČUNSKA OBTEŽBA PO EVROPSKEM STANDARDU ZA CESTNE MOSTOVE prEN 1991 – 2

3.1 Uvod

Obtežni modeli, ki jih evropski standard za obtežbe cestnih mostov obravnava, so namenjeni dimenzioniranju cestnih mostov z obteženo dolžino konstrukcije krajšo od 200 m. Dolžina 200 m odgovarja največji dolžini, ki je bila upoštevana pri kalibraciji obtežnega modela *Load Model 1*. V splošnem je uporaba obtežnega modela *Load Model 1* na varni strani tudi za obtežene dolžine daljše od 200 m. Obtežni modeli za obtežene dolžine daljše od 200 m so lahko definirani v nacionalnem aneksu.

Obtežni modeli

Obtežni modeli in pravila so predvideni za nadomeščanje vpliva vseh običajnih predvidenih obtežb v prometu v katerikoli smeri vožnje in na kateremkoli voznem pasu, vendar pa vanje niso vključeni vplivi cestnih gradbišč ali obtežbe za kontrolne preglede. Obtežbe zaradi cestnega prometa vplivajo na horizontalne in vertikalne statične in dinamične sile. Obtežni modeli, ki so definirani v standardu, ne opisujejo dejanskih obtežb na konstrukcijo. Izbrani in kalibrirani so bili tako, da njihov vpliv (dinamični faktor je vključen) predstavlja vpliv dejanskega prometa iz leta 2000 v evropskih državah.

Dinamični faktor, ki je vključen v obtežne modele, razen pri utrujenju, je odvisen od različnih parametrov in zato ne more biti določen z enim samim faktorjem. V nekaterih neugodnih primerih ima lahko dinamični faktor vrednost 1.7 za lokalne vplive, vendar so vrednosti lahko še bolj neugodne; na primer ob nevarnost resonance ali slabši kvaliteti obrabnega sloja. Takšnim primerom se lahko izognemo s kvalitetno izvedbo in ustrezno izbiro dimenzij oziroma togosti konstrukcije.

Dejanska obtežba cestnih mostov je rezultat različnih kategorij vozil in pešcev. Prometna

obtežba vozil se razlikuje glede na sestavo prometa (odstotek tovornjakov), gostoto prometa (povprečno število tovornjakov na leto), stanje prometa (pogostost prometnih zastojev), teža vozil, medosno razdaljo koles vozila, osno teža vozil in tudi glede na prisotnost cestnih prometnih znakov, ki omejujejo težo tovora. Razlike so upoštevane z izbiro ustreznega obtežnega modela, ki je prilagojen lokaciji, kjer se most nahaja.

Razdelitev vozišča na vozne pasove

Širina vozišča je merjena med hodnikoma oziroma znotraj območja, kjer je fizično mogoče, da se vozilo nahaja (na primer med ograjama). Število in širina voznih pasov je odvisna od širine vozišča in je razvidna iz preglednice 1.

Preglednica 1: Število voznih pasov v odvisnosti od širine vozišča

| Širina vozišča | Število voznih pasov | Širina voznega pasu | Širina preostalega območja |
|------------------------------------|--|---------------------|----------------------------|
| $w < 5.4\text{m}$ | $n_1 = 1$ | 3 m | $w - 3\text{m}$ |
| $5.4\text{m} \leq w < 6.0\text{m}$ | $n_1 = 2$ | $\frac{w}{2}$ | 0 |
| $w \geq 6.0\text{m}$ | $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$ | 3 m | $w - 3 \cdot n_1$ |

V našem primeru je širina vozišča $w = 10.71\text{m}$, zato je širina voznega pasu 3 m. Število voznih pasov je zato enako $n_1 = \text{Int}\left(\frac{10.71\text{m}}{3\text{m}}\right) = 3$. Širina preostalega območja znaša $w - 3 \cdot n_1 = 10.71\text{m} - 3 \cdot 3 = 1.71\text{m}$.

Kjer je vozišče fizično razdeljeno na dva dela z vmesnim območjem, je vsak del vozišča posebej razdeljen na vozne pasove, v primeru da je vmesno območje nepomično. Če pa je vmesno območje pomično, je celotno vozišče razdeljeno na vozne pasove.

Razporeditev in oštevilčenje vozni pasov

Razporeditev in oštevilčenje vozni pasov mora odgovarjati določenim pravilom. Lokacija posameznega vozni pasu ni nujno povezana z oštevilčenjem. Za vsako posamezno kontrolo izberemo tako razporeditev in oštevilčenje vozni pasov, da so obtežni modeli najbolj neugodni. Vozne pasove razporedimo in oštevilčimo tako, da je vozni pas, ki povzroča najbolj neugoden vpliv, označen s številko 1. Vozni pas, ki povzroča drugi najbolj neugoden vpliv, je označen s številko 2, itd.

Kjer je vozišče sestavljeno iz dveh ločenih delov na eni sami prekladni konstrukciji, uporabimo le eno številčenje za celo vozišče. Torej, čeprav je vozišče razdeljeno na dva ločena dela, je le en vozni pas oštevilčen s številko 1, ki pa je lahko na obeh delih. V primeru, ko je vozišče sestavljeno iz dveh ločenih delov na dveh neodvisnih prekladnih konstrukcijah, se vsak del šteje za vozišče. V tem primeru oštevilčimo vsak del posebej. Če sta obe prekladni konstrukciji podprti z istimi oporniki, za dimenzioniranje opornikov uporabimo eno številčenje za oba dela.

Nanos obtežnih modelov na konstrukcijo

Za vsako posamezno kontrolo je obtežni model na vsak vozni pas in na preostalo območje nanesen na taki dolžini in na takem mestu na konstrukciji, da je njegov vpliv najbolj neugoden, hkrati pa mora biti nanašanje obtežnega modela v skladu z pravili za nanašanje obtežnih modelov, ki jih navaja standard. Če je potrebno, so lahko med sabo kombinirani različni obtežni modeli.

3.2 Navpične obtežbe – karakteristične vrednosti

Karakteristične obtežbe so namenjene določanju vpliva cestnega prometa v mejnem stanju nosilnosti ter za nekatere kontrole v mejnem stanju uporabnosti. Standard obravnava štiri različne obtežne modele za določanje vertikalnega vpliva vozil na konstrukcijo. Vsak obtežni model je posebej predstavljen v nadaljevanju. Med seboj se razlikujejo po tem, da

obravnavajo različne projektna stanja.

Obtežni modeli *Load Model 1*, *Load Model 2* in *Load Model 3* so namenjeni določanju vpliva vozil v vseh projektnih stanjih, tudi začasnih, medtem ko je obtežni model *Load Model 4* namenjen zgolj za določanje vpliva vozil v začasnih projektnih stanjih.

Obtežni model *Load Model 1*

Obtežni model *Load Model 1* (v nadaljevanju *LMI*) je sestavljen iz enakomerno porazdeljene in koncentrirane obtežbe ter pokriva večino vpliva prometne obtežbe, ki jo povzročajo avtomobili in tovornjaki. Pokriva tudi vpliv zgoščenega prometa in vpliv prometnega zastoja z visokim odstotkom težkih tovornjakov.

Preglednica 2: Karakteristične vrednosti obtežb za *LMI*

| Mesto obtežbe | TS | UDL |
|-----------------------|---------------|--|
| | Q_{ik} [kN] | q_{ik} ali q_{rk} [kN/m ²] |
| Vozni pas 1 | 300 | 9 |
| Vozni pas 2 | 200 | 2.5 |
| Vozni pas 3 | 100 | 2.5 |
| Ostali vozniki pasovi | 0 | 2.5 |
| Preostalo območje | 0 | 2.5 |

LMI je sestavljen iz dveh sistemov obtežb. Prvi sistem je dvoosna koncentrirana obtežba (v nadaljevanju *TS*), pri katerem ima vsaka os težo $\alpha_Q \cdot Q_k$, pri čemer je $\alpha_Q = 1$ prilagoditveni faktor. Na en vozniki pas lahko naneseemo le en *TS* in le popoln *TS* je lahko upoštevan v računu. Predpostavimo, da *TS* potuje centrično vzdolž osi voznega pasu. Vsaka os *TS* je v računu upoštevana z dvema enakima kolesoma in obtežba na posamezno kolo znaša $0.5 \cdot \alpha_Q \cdot Q_k$. Kontaktna površina kolesa je upoštevana kot kvadrat s stranico 40 cm.

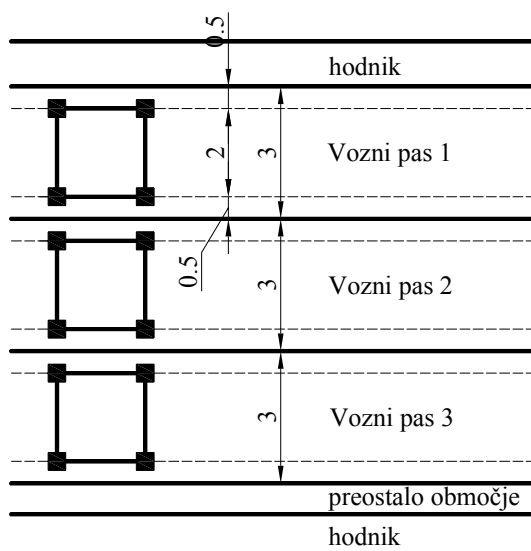
Drugi sistem je enakomerno porazdeljena obtežba (v nadaljevanju *UDL*), ki ima težo $\alpha_q \cdot q_k$ na kvadratni meter voznega pasu in $\alpha_q = 1$ je prilagoditveni faktor. *LMI* naneseemo na vse vozne pasove in na preostala območja. Obtežba na vozni pas i je določena kot $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ in $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$. Obtežba na preostalo območje pa kot $\alpha_{qr} \cdot q_{rk}$. Vrednosti Q_{ik} in q_{ik} so podane v preglednici 2. Dinamični vpliv je že vključen.

Vrednosti prilagoditvenih faktorjev naj bodo izbrane glede na pričakovan promet. Če ni posebnih navodil, naj bo njihova vrednost enaka 1. Vrednosti prilagoditvenih faktorjev so podane v nacionalnih aneksih. V vseh primerih je za mostove brez cestnih znakov za omejitev teže vozil priporočljiva naslednja spodnja omejitev vrednosti prilagoditvenih faktorjev:

$$\alpha_{Q1} \geq 0.8$$

$$\alpha_{qi} \geq 1.0 \text{ za } i \geq 2, \text{ vendar ne velja za } \alpha_{qr}.$$

Vrednosti prilagoditvenih faktorjev v nacionalnih aneksih lahko odgovarjajo različnim razredom prometa. Ko vzamemo, da je njihova vrednost enaka 1, odgovarjajo prometu težkih industrijskih vozil z visokim deležem težkih tovornjakov. Za bolj običajen promet na avtocestah je priporočljivo reduciranje prilagoditvenih faktorjev za 10 do 20%.



Slika 4: Nanos obtežbe Load Model 1

Na sliki 4 je prikazan nanos obtežnega modela *LMI*. Prvi *TS* je postavljen 0.5 m od robnika na voznem pasu 1, nato mu na voznih pasovih 2 in 3 sledita ostala dva *TS*. Območje, ki ostane nepokrito z voznimi pasovi, se imenuje preostalo območje in je obteženo z ustrežno obtežbo, ki je del sistema *UDL*. Na preostalem območju ni obtežb iz sistema *TS*.

Za lokalno kontrolo na konstrukciji naj bo *TS* nanesen tako, da povzroča najbolj neugoden vpliv. Kadar sta na dveh sosednjih voznih pasovih nanesena dva *TS*, ju lahko pomaknemo bliže skupaj, vendar ne na manj kot na 0.5 m.

Kjer so lokalni in splošni vplivi na konstrukcijo določeni ločeno, so lahko pri določanju splošnih vplivov uporabljene nekatere poenostavitve, ki so lahko še dodatno določene v nacionalnem aneksu. Prva poenostavitev je ta, da sta lahko drugi in tretji *TS* nadomeščena z drugim *TS* z osno težo enako $(200 \cdot \alpha_{Q2} + 100 \cdot \alpha_{Q3})$ kN. Druga poenostavitev se nanaša na mostove, ki imajo razpon večji od 10 m. Vsak *TS* je v vsakem voznem pasu nadomeščen z enoosno koncentrirano obtežbo, ki ima težo enako skupni teži obeh osi.

Obtežni model *Load Model 2*

Predstavlja ga enoosna obtežba, nanescna na mesto, kjer se pnevmatika dotika vozišča. Pokriva dinamičen vpliv prometa na kratkih konstrukcijskih elementih. *LM2* je lahko prevladujoč vpliv na obteženi dolžini od 3.0 do 7.0 m.

LM2 je sestavljen iz enoosne obtežbe $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, kjer je $Q_{ak} = 400$ kN. Dinamični faktor je vključen. Nanesen je lahko na katerokoli mesto na vozišču. Ko je smiselno, lahko upoštevano le eno kolo teže 200 kN $\cdot \beta_Q$. Vrednost β_Q je enaka α_{Q1} . Kontaktna površina kolesa meri 0.35 m \times 0.60 m in je različna od kontaktne površine kolesa pri *LMI*, saj odgovarjata različnim tipom pnevmatik in različnemu rznosu obtežbe. Zaradi poenostavitve lahko nacionalni aneks določa za *LM2* enako kontaktno površino kolesa kot pri *LMI*.

Obtežni model *Load Model 3*

Predstavlja ga sestav osnih obtežb, ki pokriva vpliv posebnih vozil (na primer industrijski transport), ki potujejo po določenih trasah, na katerih je dovoljen vpliv nenormalne obtežbe. Uporabljamo ga za lokalno in splošno kontrolo mostnih konstrukcij.

Obtežni model *Load Model 4*

Pokriva vpliv gneče in je namenjen le za splošno kontrolo. Vpliv gneče je smiselno upoštevati za mostove na vpadnicah v večja mesta. Ta obtežni model uporabimo le, če vpliv gneče ni že jasno pokrit z obtežnim modelom *LMI*. Sestavljen je iz enakomerno porazdeljene obtežbe 5kN/m^2 , ki že zajema dinamični faktor. Ta obtežni model je nanosen na dele vozišča, kjer pričakujemo gnečo; vmesno območje je vključeno, kjer je to smiselno. Obtežni model *Load Model 4* je namenjen za splošno kontrolo.

3.3 Vodoravne obtežbe – karakteristične vrednosti

Zavorne in pospeševalne sile

Zavorna sila Q_{lk} je v računu upoštevana kot vzdolžna sila, ki deluje na nivoju obrabnega sloja. Karakteristična vrednost zavorne sile, navzgor omejena na 900 kN za celotno dolžino mostu, je določena glede na skupno največjo vertikalno obtežbo po obtežni shemi *LMI*, ki je nanosen na vozni pas številka 1. Določimo jo po naslednji enačbi:

$$Q_{lk} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900\text{kN}.$$

Pri tem je L dolžina prekladne konstrukcije ali del prekladne konstrukcije, ki ga obravnavamo. Na ta način določena zavorna sila lahko deluje vzdolž osi kateregakoli voznega pasu, razen če ekscentričnost ni velika. V tem primeru je lahko nanosen vzdolž osi voziščne konstrukcije in

je enakomerno porazdeljena pa celotni dolžini.

Pospeševalna sila je upoštevana z enako velikostjo kot zavorna sila, vendar je usmerjena v nasprotno smer.

Centrifugalne sile

Centrifugalna sila Q_{tk} je upoštevana kot sila, ki deluje na nivoju obrabnega sloja radialno na os voziščne konstrukcije. Karakteristična vrednost centrifugalne sile, dinamični faktor je vključen, je določena v odvisnosti od polmera krivine z naslednjimi izrazi:

$$Q_{tk} = 0.2 \cdot Q_v, \text{ če je } r < 200\text{m}$$

$$Q_{tk} = \frac{40 \cdot Q_v}{r}, \text{ če je } 200 \leq r < 1500\text{m}$$

$$Q_{tk} = 0, \text{ če je } r > 1500\text{m}.$$

Pri tem je r radij vodoravne ukrivljenosti voziščne konstrukcije in Q_v skupna največja teža navpičnih koncentriranih obtežb iz *TS* obtežnega modela *LMI*. Q_{tk} je točkovna obtežba, ki lahko deluje na kateremkoli prečnem prerezu voziščne konstrukcije.

Kadar je potrebno so upoštewane tudi sile zaradi prečnega zaviranja in zdrsavanja vozil. Prečna zaviralna sila Q_{trk} je enaka 25% vzdolžne zavorne ali pospeševalne sile in deluje istočasno z Q_{tk} na nivoju obrabnega sloja.

3.4 Nezagodni vpliv vozil

Obtežbe zaradi nezgodnega vpliva vozil so upoštewane, kjer je to potrebno. K nezgodnemu vplivu štejemo trke vozil v opornike ali v voziščno ploščo, prisotnost težkih vozil na stezah za pešce kjer steza za pešce ni fizično zaščitena z ograjo, trki vozil v pločnike in ograje.

Trki vozil pod mostom

Upoštevane so sile zaradi trka vozil neobičajne višine z oporniki. Nacionalni aneks lahko določa pravila za zaščito mostu pred trki vozil, pogoje upoštevanja sil zaradi trkov v računu, velikost in mesto delovanja sile in mejna stanje, ki jih je potrebno upoštevati. Za toge stebre so priporočljive naslednje vrednosti sil:

udarna sila ... 1000 kN v smeri vožnje vozila ali 500 kN pravokotno na smer vožnje
mesto delovanja ... 1.25 m nad tlemi

Če je potrebno, upoštevamo trke vozil z voziščno ploščo. Nacionalni aneks lahko določa sile zaradi trkov vozil v odvisnosti od svetle višine mostu in zaščitne ukrepe proti trkom.

Vplivi vozil na mostu

Standard obravnava vplive na steze za pešce, kolesarske steze, trke v robnike in trke v ograje. Če je zagotovljena zaščitna ograja za steze za pešce in kolesarske steze, potem obtežbe vozil na teh območjih ni potrebno upoštevati v računu. Na nezaščiten del je nanosna enosna nezgodna obtežba $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$, tako da je njen vpliv najbolj neugoden. Ta obtežba ne sme biti upoštevana istočasno s katerokoli drugo obtežbo na voziščno ploščo. Če geometrija ne dopušča drugače, v računu upoštevamo samo eno kolo. V primeru, da je zaščitna ograja dopušča, da vozilo zaide na stezo za pešce, je prej omenjena obtežba nanosna do 1 m za ograjo. Če ograje ni, je obtežba nanosna do roba voziščne plošče.

Trki vozil v robnike in pločnike so v računu upoštevani kot bočna sila velikosti 100 kN, ki deluje 5 cm pod zgornjim robom robnika. Sila deluje na dolžini 0.5 m in se preko robnika prenaša na konstrukcijo. Pri toгих konstrukcijskih elementih je kot raznosa obtežbe 45°. Upoštevana je tudi vertikalna obtežba $0.75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$, povsod tam, kjer je njen vpliv negoden.

Upoštevane so tudi horizontalne in vertikalne sile, ki se preko ograje prenašajo na konstrukcijo. Nacionalni aneks lahko določa razrede trkov in velikosti sil. Priporočeni so

naslednji štiri razredi:

| Priporočen razred | Horizontalna sila v kN |
|-------------------|------------------------|
| A | 100 |
| B | 200 |
| C | 400 |
| D | 600 |

Horizontalna sila deluje ali 100 mm pod vrhom ograje ali 1.0 m nad voziščem ali stezo za pešce, kar je pač nižje. Istočasno s horizontalno silo deluje tudi vertikalna sila. Njena priporočena vrednost je $0.75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$.

4 RAČUNSKO MODELIRANJE IN OPIS ANALIZE PREKLADNE MOSTNE KONSTRUKCIJE

4.1 V času gradnje

Računski modeli konstrukcije za analizo konstrukcije v času gradnje

Kadar prekladno mostno konstrukcijo gradimo s tehniko postopnega narivanja, se v njej pojavijo obremenitve, ki jih v času uporabe nikoli ne bo in zato moramo fazo gradnje obravnavati posebej. Vsak prerez konstrukcije je v času narivanja podvržen tako negativnim kot pozitivnim momentom. Da lahko določimo ovojnico momentov v času gradnje, moramo izračunati momente, ki se pojavijo v prekladni konstrukciji v posameznih korakih gradnje. Za določitev teh momentov potrebujemo več računskih modelov.

V srednjem polju je v času gradnje postavljen začasni opornik. Dolžina kljuna je izbrana kot $L_n = 0.65L = 26\text{m}$, pri čemer je $L = 40\text{m}$ najdaljši razpon, ki ga moramo premostiti. V času gradnje je konstrukcija obtežena le z lastno težo betonske konstrukcije. Mokrotne izolacije, obrabnega sloja, hodnikov in robnih vencev v tej fazi gradnje še ni. Lastna teža kljuna je ocenjena na $q_n = k \cdot L_n^2$, pri čemer je k faktor, ki ima vrednost $0.012 \leq k \leq 0.020$ za avtocestne mostove. Izbrana je večja izmed vrednosti. Togost kljuna proti togosti konstrukciji je ocenjena na $E_n I_n / EI = 0.20$.

V času gradnje je konstrukcija modelirana tako, da se njena dolžina povečuje skladno s korakom narivanja, ki ga obravnavamo. Za modeliranje konstrukcije v času gradnje je bilo izdelanih 33 računskih modelov.

Vsak nov model predstavlja en korak gradnje naprej od prejšnjega modela. V posameznem koraku se konstrukcija podaljša za 4 m. Začetni model, oznaka zanj je *G1*, predstavlja situacijo, ko je dolžina konzole najdaljša; to je tik preden kljun sede na opornik *B*. Naslednji

model obravnava situacijo, ko se konstrukcija podaljša za 4 m in se kljun pomakne za 4 m naprej. Zadnji model, označen z *G33*, obravnava situacijo, ko konstrukcija doseže opornik *D*. Tako dobimo obremenitve prekladne konstrukcije v času gradnje in lahko določimo ovojnico momentov v času gradnje.

Prekladna konstrukcija je v času gradnje modelirana kot prostoležeči oziroma neprekinjen nosilec s previsom. Analiza konstrukcije je izvedena s programom *SAP2000*.

Določitev ovojnice upogibnih momentov

Ko so na vsakem izmed računskih modelov v programu *SAP2000* določeni momenti, je vrednost momenta v posameznem končnem elementu za posamezen model prenesena v program *Excel*. Pri tem vedno isti končni element predstavlja isti del na konstrukciji. To je narejeno za vseh 33 modelov. S temi podatki lahko zrišemo vse diagrame upogibnih momentov na en graf, s čimer dobimo ovojnico upogibnih momentov v času narivanja.

Opis dimenzioniranja ravnih kablov

Ko je določena ovojnica upogibnih momentov prekladne konstrukcije v času gradnje, je smiselno prekladno konstrukcijo razdeliti na dve območji. Dve območji sta izbrani zato, ker je del konstrukcije v fazi narivanja obremenjen nekoliko bolj kot drugi in je smiselno večje število centričnih kablov vgraditi le tam, kjer je to potrebno.

Iz ovojnice upogibnih momentov odčitamo največji in najmanjši upogibni moment in določimo potrebni sili prednapetja v zgornjem in spodnjem kablu. Glede na potrebni sili prednapetja, je izbran določen tip kablov in izračunan potreben prerez kablov. Sledi izračun potrebnega števila kablov in izbira dejanskega števila kablov. Na podlagi znanega dejanskega prereza kablov, določimo geometrijske karakteristike idealnega prečnega prereza in izračunamo izgubo sile prednapetja ter potrebno začetno napenjalno silo.

4.2 V času uporabe

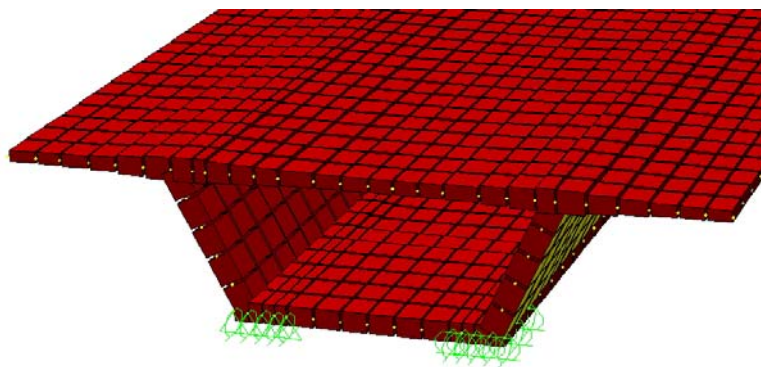
Uporaba dveh računskih modelov

Pri analizi prekladne konstrukcije v času uporabe je konstrukcija za določitev obremenitve v prečni smeri modelirana ločeno od modeliranja za določitev obremenitve v vzdolžni smeri. Dva medsebojno različna modela sta potrebna zaradi različnega nanosa obtežbe na konstrukcijo in zaradi nekaterih upoštevanih poenostavitvev pri nanosu obtežnega modela.

Lastna teža konstrukcije je sicer za oba modela enaka, vendar je razlika v tem, da je v prečni smeri nanesena na model kot ploskovna obtežba, v vzdolžni smeri pa kot nadomestna linijska obtežba. Do razlik v nanosu obtežbe pride tudi pri prometni obtežbi, kjer je pri analizi konstrukcije v vzdolžni smeri prav tako upoštevana nadomestna linijska obtežba. Prometna obtežba in vse omenjene poenostavitve so opisane v točki 3.2. Oba modela sta izdelana in analizirana z uporabo programa *SAP2000*.

Računski model konstrukcije za analizo prekladne konstrukcije v prečni smeri

Računski model za analizo konstrukcije v prečni smeri je dolg 136.0 m in širok 13.20 m. Sestavlja ga 13872 lupinastih končnih elementov. Elementi, ki sestavljajo voziščno ploščo in spodnjo ploščo, imajo različne prečne prereze. S tem je modelirano spreminjanje debeline plošče v prečni smeri.



Slika 5: Model konstrukcije za prečno smer

Dolžina končnih elementov v vzdolžni smeri je 0.5 m, v prečni smeri pa so dimenzije različne in sicer tako, da je zajeto spreminjanje debeline plošče ter nanašanje točkovnih sil, ki jih lahko naneseemo le v vozlišča. To je prikazano na sliki 5. Debelina stojin in spodnje plošče v območju podpor se spreminja postopno.

Računski model je podprt prostoležeče. Podpiranje je modelirano tako, da je na mestu, kjer je škatlast prerez podprt z ležišči, model podprt na širini, ki ponazarja širino ležišča.

Na model so naneseone ploskovne obtežbe zaradi lastne teže betonske konstrukcije, mokrotne izolacije, obrabnega sloja in hodnikov. Na vozlišča končnih elementov na robu konzolne plošče delujeta točkovna sila zaradi lastne teže robnih vencev ter točkovni moment zaradi robnega venca. Prometna obtežba, ki deluje na voziščno ploščo, je upoštevana z ustreznimi točkovnimi silami in enakomerno zvezno obtežbo.

Računski model za analizo prekladne konstrukcije v vzdolžni smeri

Računski model za analizo konstrukcije v vzdolžni smeri je zasnovan kot prostorski okvir. Vmesni podpori sta podprti tako, da so preprečeni pomiki v navpični smeri in zasuki okrog vzdolžne osi. Končni elementi, ki sestavljajo model, so dolgi 1 m. Spreminjanje geometrijskih karakteristik v območju podpor je modelirano tako, da je lastna teža konstrukcije na tem mestu povečana in da so uporabljeni končni elementi z ustrežno geometrijsko karakteristiko prečnega prereza

Na model so naneseone obtežbe zaradi lastne teže betonske konstrukcije, mokrotne izolacije, obrabnega sloja, hodnikov in robnih vencev, ograje, prometne obtežbe, menjave ležišč, posedkov temeljev, vetra in vpliva kablov. Potresna obtežba na prekladno mostno konstrukcijo v okviru te naloge ni bila upoštevana. Na podlagi ustreznih kombinacij navedenih obtežb so določene ovojnice notranjih sil.

Opis analize prekladne konstrukcije v prečni smeri

S pomočjo računskega modela za analizo prekladne konstrukcije v prečni smeri z uporabo računalniškega programa *SAP2000* določimo obremenitev škatlastega mostnega nosilca v času uporabe v prečni smeri. Z upoštevanjem ustreznih kombinacij obtežb določimo ovojnice notranjih sil.

Za končne elemente, ki so najbolj obremenjeni, so izpisane številčne vrednosti notranjih sil. Ti elementi ležijo v voziščni plošči nad stojinama in v sredini, to je v območju med levo in desno stojino. Izpisane so tudi vrednosti za spodnjo ploščo in sicer za končne elemente pod stojinama in v sredini. Prav tako so izpisane vrednosti za končne elemente, ki se nahajajo v stojinah tik pod voziščno ploščo in tik nad spodnjo ploščo. Na te vrednosti notranjih sil, je dimenzioniran prerez v prečni smeri.

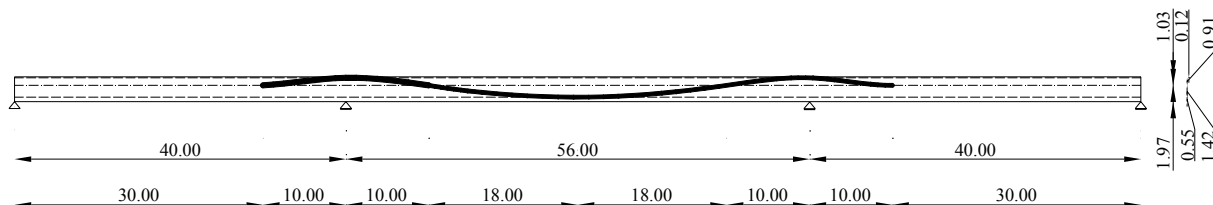
Opis analize prekladne konstrukcije v vzdolžni smeri

Pri analizi prekladne konstrukcije v vzdolžni smeri je potrebno poleg lastne teže betonske konstrukcije, vpliva vetra, menjave ležišč, posedkov podpor in prometne obtežbe upoštevati tudi vpliv paraboličnih kablov, ki so napeti po končanem narivanju segmentov. Vpliv kablov na obremenitev konstrukcije zajamemo z upoštevanjem nadomestne prečne obtežbe, ki povzroči enake upogibne momente kot sila prednapetja zaradi ekscentrične lege kablov.

Za določanje nadomestnega vpliva kablov na konstrukcijo je potrebno poznati enačbo kabelske linije. Kabelska linija je znana in poteka v območju vmesne podpore od točke v prvem polju, kjer je upogibni moment enak nič, preko drugega polja in naslednje vmesne podpore do točke v tretjem polju, kjer je upogibni moment enak nič. Nad vmesno podporo poteka po kubični paraboli, v drugem polju pa po kvadratni paraboli, kot je grafično prikazano na sliki 6.

Kabli so nad vmesno podporo od zgornjega roba betonskega prereza oddaljeni 12 cm, v sredini srednjega polja pa je oddaljenost kablov od spodnjega roba betonskega prereza enaka

55 cm. Težišče betonskega prereza je od zgornjega roba betonskega prereza oddaljeno 1.03 m, od spodnjega roba pa 1.97 m. Oddaljenost kableske linije od težišča betonskega prereza znaša v polju $e_{\text{polje}} = 1.42\text{m}$, nad vmesno podporo pa $e_{\text{polje}} = 0.91\text{m}$.



Slika 6: Potek kableske linije

Enačba kableske linije nad vmesno podporo ima obliko kubične parabole $z_B(x_B) = A \cdot x_B^3 + B \cdot x_B^2 + C \cdot x_B + D$. Predpostavimo, da spremenljivka x_B teče od začetka kabla proti podpori B . Če iz robnih pogojev določimo vrednosti konstant,

$$x_B = 0 \rightarrow z_B = 0 \Rightarrow D = 0$$

$$x_B = 10\text{m} \rightarrow z_B = -0.91\text{m} \Rightarrow -0.91 = 1000 \cdot A + 10 \cdot C$$

$$x_B = 10\text{m} \rightarrow z'_B = 0 \Rightarrow 0 = 300 \cdot A + C$$

$$x_B = 0\text{m} \rightarrow z''_B = 0 \Rightarrow 0 = 2 \cdot B \Rightarrow B = 0,$$

enačba kableske linije nad vmesno podporo preide v naslednjo obliko:

$$z_B(x_B) = 0.000455 \cdot x_B^3 - 0.1365 \cdot x_B, \text{ prvi in drugi odvod enačbe kableske linije pa sta enaka}$$

$$z'_B(x_B) = 0.00136 \cdot x_B^2 - 0.1365 \text{ in } z''_B(x_B) = 0.00273 \cdot x_B.$$

Določimo še enačbo kableske linije v srednjem polju, ki ima obliko kvadratne parabole. Splošen zapis enačbe kvadratne parabole je enak $z_2(x_2) = A \cdot x_2^2 + B \cdot x_2 + C$. Tokrat je predpostavljeno, da spremenljivka x_2 teče od točke, ki je za 10 m metrov oddaljena od desne strani opornika B , proti oporniku C . Iz robnih pogojev določimo vrednosti konstant.

$$x_2 = 0 \rightarrow z_2 = 1.42\text{m} \Rightarrow C = 1.42$$

$$x_2 = 0\text{m} \rightarrow z'_2 = 0 \Rightarrow B = 0$$

$$x_2 = 18\text{m} \rightarrow z_2 = 0 \Rightarrow 0 = 324 \cdot A + 1.42 \Rightarrow A = -0.00438$$

Enačba kabske linije za drugo polje je enaka $z_2(x_2) = -0.00438 \cdot x_2^2 + 1.42$. Za določanje kota nagiba kablov rabimo tudi prvi in drugi odvod enačbe kabske linije. Prvi in drugi odvod enačbe kabske linije sta enaka $z_2'(x_2) = -0.00876 \cdot x_2$ in $z_2''(x_2) = -0.00876$.

Potrebna sila prednapetja neprekinjenega mostnega nosilca s paraboličnimi kabli je določena iterativno, to je v več korakih. Za začetno silo prednapetja je bila upoštevana takšna vrednost, da je pri redki obtežni kombinaciji uporabne obtežbe brez upoštevanja vpliva kablov zagotovljena dekompresija mostnega nosilca. Na ta način določena sila prednapetja je zaradi neupoštevanja vpliva prednapetja na obremenitev konstrukcije prevelika.

V naslednjem približku popravljeno silo prednapetja določimo iz pogoja dekompresije mostnega nosilca, vendar ob upoštevanju redke kombinacije uporabne obtežbe vpliva kablov oziroma sile prednapetja iz predhodnega koraka. Na ta način določena sila prednapetja je zaradi upoštevanja prevelike razbremenitve nosilca, ki je posledica precenjene začetne sile prednapetja, premajhna. V naslednjem koraku iteracije dobimo zaradi upoštevanja premajhne vrednosti sile prednapetja oziroma premajhne ustrezne nadomestne prečne obtežbe preveliko vrednost sile prednapetja.

Opisani iteracijski postopek se ponavlja tolikokrat, dokler se potrebni sili prednapetja iz dveh zaporednih računskih korakov ne ujemata do želene natančnosti. S tem je določena prava vrednost potrebne sile prednapetja paraboličnih kablov.

Vpliv računsko določene sile prednapetja je potrebno upoštevati tudi pri analizi oziroma določitvi ovojníc notranjih sil pri ustreznih kombinacijah obtežbe v mejnem stanju nosilnosti. Na ta način je z uporabo računalniškega programa *SAP2000* določena merodajna obremenitev prekladne mostne konstrukcije, ki je upoštevana pri dimenzioniranju konstrukcije.

5 ANALIZA PREKLADNE MOSTNE KONSTRUKCIJE

5.1 Analiza in dimenzioniranje prekladne konstrukcije v času narivanja

5.1.1 Obtežba na konstrukcijo v fazi narivanja

V času gradnje konstrukcijo obremenjuje le lastna teža betonske konstrukcije in lastna teža jeklenega kljuna. Obtežbe so sledeče:

$$\text{lastna teža} \dots \quad g_c = A_c \cdot \gamma_c = 7.67430 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 191.86 \text{ kN/m}$$

$$\text{teža nosu} \dots \quad q_n = k \cdot L_n^2 = 0.020 \cdot (26\text{m})^2 = 13.52 \text{ kN/m}$$

Obe obtežbi pomnožimo z varnostnim faktorjem $\gamma = 1.35$ in dobimo vrednosti obtežbe, ki jo uporabimo pri določanju obremenitve v času gradnje:

$$\text{lastna teža} \dots \quad g_{c,k} = 259.01 \text{ kN/m}$$

$$\text{teža nosu} \dots \quad q_{n,k} = 18.25 \text{ kN/m}$$

5.1.2 Obremenitev konstrukcije v fazi narivanja

V točki 4.1 je predstavljeno modeliranje konstrukcije v času gradnje, kjer so tudi opisani računski modeli. Z omenjenimi računskimi modeli so določene obremenitve v času gradnje. V nadaljevanju je na skicah prikazanih nekaj računskih modelov in momentna linija, ki nastane v posameznem trenutku narivanja.

Na sliki 7 je prikazana situacija, ki nastane tik preden kljun sede na opornik B. V tem primeru imamo največji konzolni moment, ki na zgornjem robu prereza povzroča natezne napetosti.



Slika 7: Računski model G1

Na sliki 8 je prikazano stanje, ko je kljun že zapeljal preko opornika B. Konstrukcija je v tem trenutku dolga 26 m. Na spodnjem robu prereza so v polju prisotne natezne napetosti.



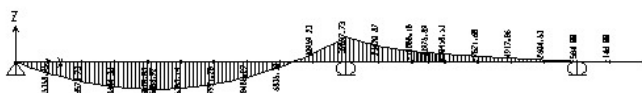
Slika 8: Računski model G4

Na sliki 9 je predstavljena situacija, ko kljun že skoraj doseže začasni opornik Z, konstrukcija pa še ni dosegla podpore B. Konstrukcija je v tem trenutku dolga 39.5 m. V tej legi narivanja so pozitivni momenti, ki se pojavijo na konstrukciji mostu v času gradnje, največji.



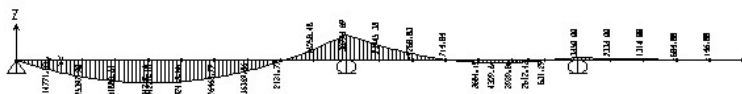
Slika 9: Računski model G7

Na sliki 10 je prikazano stanje, ko je kljun že zapeljal čez začasni opornik Z. Konstrukcija je v tem trenutku dolga 50 m. Nad podporo B se začnejo povečevati negativni momenti, ki povzročajo natege na zgornjem robu betonskega prereza.



Slika 10: Računski model G10

Na sliki 11 je prikazan model G13, ki obravnava trenutek, ko kljun že skoraj doseže opornik C. Konstrukcija je v tem trenutku dolga 62 m. Nad podporo B so negativni momenti, ki se še vedno povečujejo.





Slika 15: Računski model G31

Na sliki 16 je prikazano končno stanje, ko je konstrukcija že sedla na opornik *D*. V tem trenutku imamo največje negativne momente nad podporama *B* in *C*.



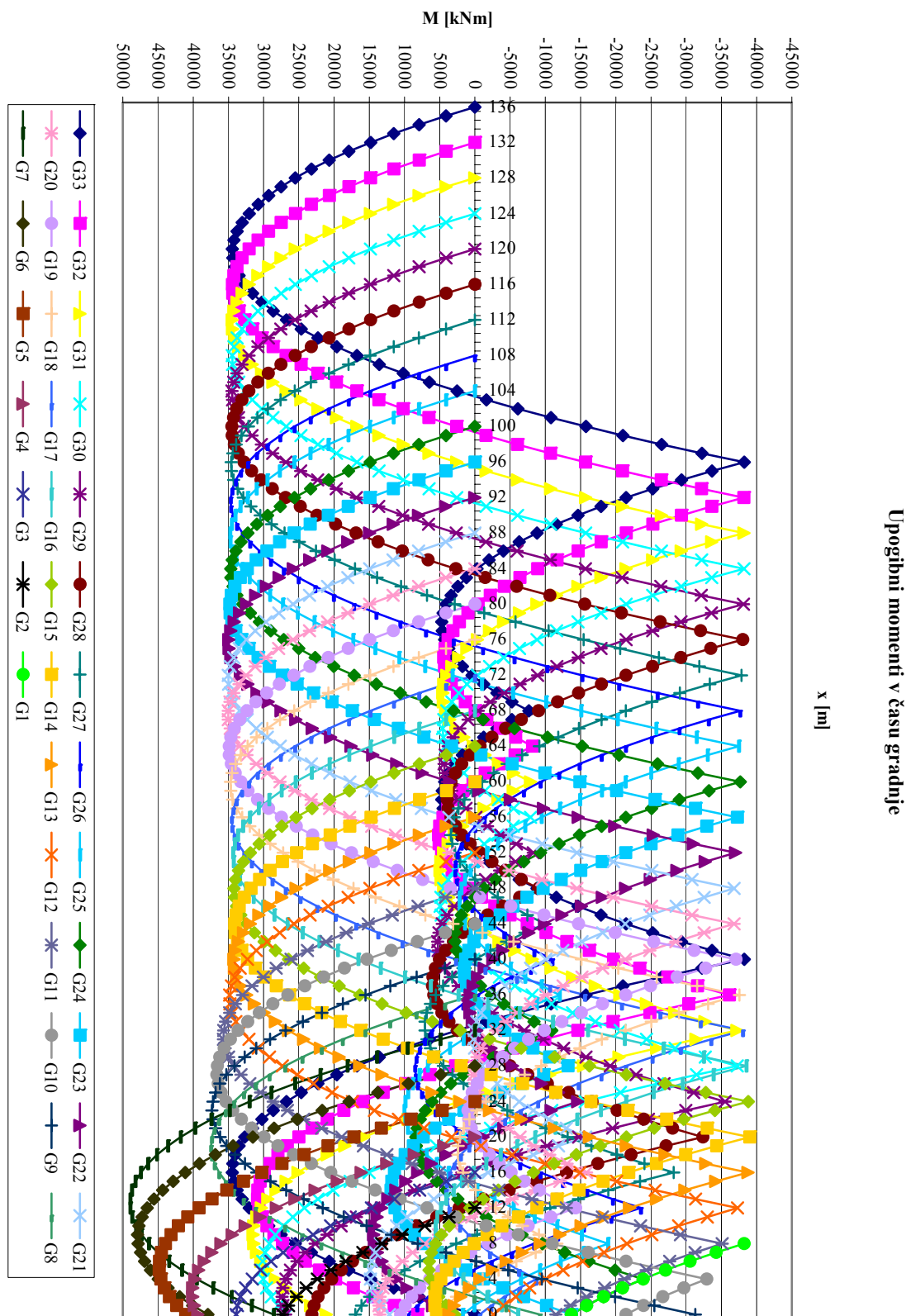
Slika 16: Računski model G33

Za lažjo določitev ovojnice momentov v času gradnje vse diagrame momentov izrišemo na isti graf. Vsi diagrami momentov so hkrati prikazani na grafu 1. Imena nizov so enaka imenom računskih modelov, ki so obravnavani zgoraj.

Razdelitev prekladne konstrukcije na dve območji

Prekladno konstrukcijo razdelimo na območje *a*, ki se nahaja od začetka konstrukcije do dolžine 32 m ter na območje *b*, ki se nahaja od dolžine 32 m do konca prekladne konstrukcije. Dolžina konstrukcije se meri od opornika *D* proti oporniku *A*.

Pri dolžini 32 m je namreč momentna linija na modelu, ki da maksimalni moment v območju *a* enaka nič. Momentna linija na modelu, ki da minimalni moment v območju *a* je enaka nič pri 28 m. To je razvidno tudi iz grafikona 1, kjer niza *G7* in *G14* predstavljata momentni liniji na modelih *G7* in *G14*, ki dajeta maksimalni moment in minimalni moment v območju *a*. V območju *a* bo namreč položenih več kablov kot v območju *b*, saj so obremenitve v tem delu nekoliko večje. Če vzamemo za območje *z* večjo količino kablov do dolžine 32 m na prekladni konstrukciji, zagotovo pokrijemo vse momente.



Kable v posameznih območjih dimenzioniramo na naslednje obremenitve:

- **Območje a** – za $0 \leq x \leq 32\text{m}$

$$M_{\max}^a = 48947.17\text{kNm}$$

$$M_{\min}^a = -39003.01\text{kNm}$$

- **Območje b** – za $32\text{m} < x \leq 136\text{m}$

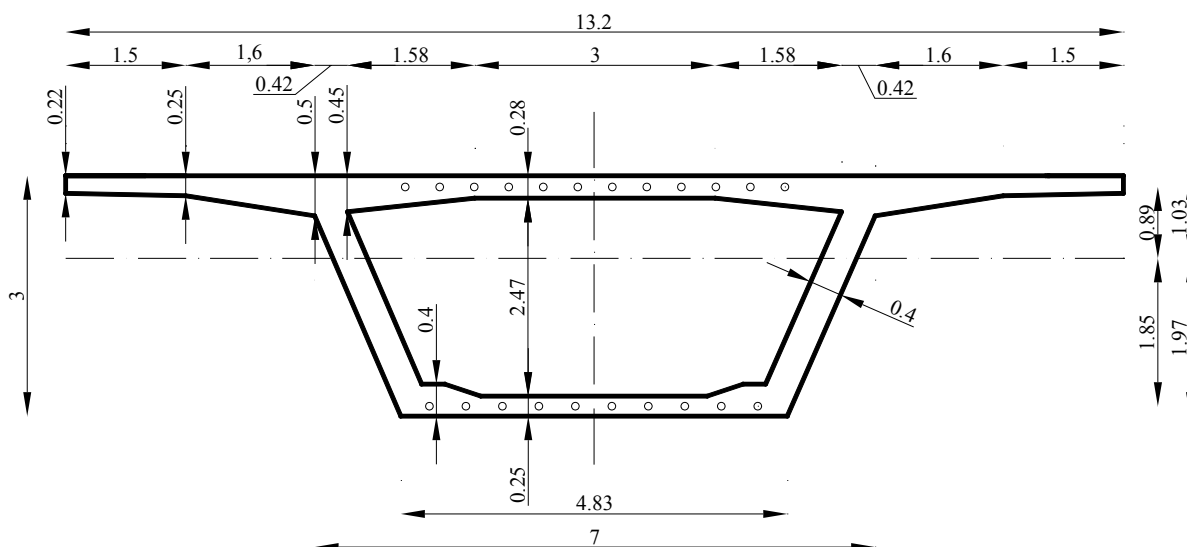
$$M_{\max}^b = 35020.28\text{kNm}$$

$$M_{\min}^b = -38250.41\text{kNm}$$

5.1.3 Dimenzioniranje ravnih kablov v območju a

Določitev potrebne sile prednapetja

Na sliki 17 je prikazan prerez prekladne konstrukcije. Vanj so zaradi boljše preglednosti skice vrisani le ravni kabli, ki so potrebni v času gradnje.



Slika 17: Geometrija prereza v času gradnje

Vrednosti posameznih geometrijskih količin bruto prečnega prereza konstrukcije so naslednje:

| | |
|--|---------------------------|
| <i>oddaljenost težišča od zgornjega roba betonskega prereza ...</i> | $z'' = 1.03 \text{ m}$ |
| <i>oddaljenost težišča od spodnjega roba betonskega prereza ...</i> | $z' = 1.97 \text{ m}$ |
| <i>oddaljenost zgornjih kablov od težišča betonskega prereza ...</i> | $e'' = 0.89 \text{ m}$ |
| <i>oddaljenost spodnjih kablov od težišča betonskega prereza ...</i> | $e' = 1.85 \text{ m}$ |
| <i>bruto prečni prerez prekladne konstrukcije ...</i> | $A_c = 7.674 \text{ m}^2$ |
| <i>vztrajnostni moment bruto prečnega prereza prekladne konstrukcije ...</i> | $I_c = 9.349 \text{ m}^4$ |

Silo prednapetja za ravne kable v času gradnje določimo iz pogoja dekompresije, kar pomeni, da se na zgornjem in na spodnjem robu betonskega prereza ne pojavijo nategi. Pogoj dekompresije za zgornji rob betonskega prereza je enak

$$\sigma_c^{zg} = \frac{M_{\min}^a}{I_c} \cdot z'' + \frac{P_{m,\infty}^{sp} \cdot e'}{I_c} \cdot z'' - \frac{P_{m,\infty}^{zg} \cdot e''}{I_c} \cdot z'' - \frac{P_{m,\infty}^{sp}}{A_c} - \frac{P_{m,\infty}^{zg}}{A_c} \leq 0$$

in pogoj dekompresije za spodnji rob betonskega prereza je

$$\sigma_c^{sp} = \frac{M_{\max}^a}{I_c} \cdot z' - \frac{P_{m,\infty}^{sp} \cdot e'}{I_c} \cdot z' + \frac{P_{m,\infty}^{zg} \cdot e''}{I_c} \cdot z' - \frac{P_{m,\infty}^{sp}}{A_c} - \frac{P_{m,\infty}^{zg}}{A_c} \leq 0.$$

Iz teh dveh pogojev je izražena potrebna sila prednapetja za spodnje in zgornje ravne kable v območju a :

$$P_{m,\infty}^{a,zg} = \frac{A_c \cdot e' \cdot z' \cdot z'' \cdot (M_{\max}^a + M_{\min}^a) + I_c \cdot (M_{\min}^a \cdot z' - M_{\max}^a \cdot z'')}{I_c \cdot (z' + z'') \cdot (e' + e'')} \\ P_{m,\infty}^{a,zg} = \frac{7.647 \text{ m}^2 \cdot 0.89 \text{ m} \cdot 1.97 \text{ m} \cdot 1.03 \text{ m} \cdot (48947.17 \text{ kNm} + 39003.01 \text{ kNm})}{9.349 \text{ m}^4 \cdot (1.97 \text{ m} + 1.03 \text{ m}) \cdot (1.85 \text{ m} + 0.89 \text{ m})} + \\ + \frac{9.349 \text{ m}^4 \cdot (39003.01 \text{ kNm} \cdot 1.97 \text{ m} - 48947.17 \text{ kNm} \cdot 1.03 \text{ m})}{9.349 \text{ m}^4 \cdot (1.97 \text{ m} + 1.03 \text{ m}) \cdot (1.85 \text{ m} + 0.89 \text{ m})} \\ P_{m,\infty}^{a,zg} = 26124.9 \text{ kN}$$

$$P_{m,\infty}^{a,sp} = \frac{A_c \cdot e'' \cdot z' \cdot z'' \cdot (M_{\max}^a + M_{\min}^a) + I_c \cdot (M_{\max}^a \cdot z' + M_{\min}^a \cdot z'')}{I_c \cdot (z' + z'') \cdot (e' + e'')}$$
$$P_{m,\infty}^{a,sp} = \frac{7.647m^2 \cdot 0.89m \cdot 1.97m \cdot 1.03m \cdot (48947.17kNm + 39003.01kNm)}{9.349m^4 \cdot (1.97m + 1.03m) \cdot (1.85m + 0.89m)} +$$
$$+ \frac{9.349m^4 \cdot (48947.17kNm \cdot 1.97m + 39003.01kNm \cdot 1.03m)}{9.349m^4 \cdot (1.97m + 1.03m) \cdot (1.85m + 0.89m)}$$
$$P_{m,\infty}^{a,sp} = 22703.8kN$$

Ocena izgube sile prednapetja v območju *a*

Potrebna sila prednapetja v času $t = \infty$ je za spodnje ravne kable v območju *a* enaka $P_{m,\infty}^{a,sp} = 22703.8kN$, za zgornje ravne kable pa znaša $P_{m,\infty}^{a,zg} = 26124.9kN$. Izguba sile prednapetja je ocenjena na 15% in sledi sila prednapetja takoj po napenjanju. Srednja vrednost sile prednapetja takoj po napenjanju za zgornje ravne kable je

$$P_{m,0}^{a,zg} = \frac{P_{m,\infty}^{a,zg}}{1 - 0.15} = \frac{26124.9kN}{1 - 0.15} = 30735.2kN,$$

ter za spodnje ravne kable

$$P_{m,0}^{a,sp} = \frac{P_{m,\infty}^{a,sp}}{1 - 0.15} = \frac{22703.8kN}{1 - 0.15} = 26710.4kN.$$

Določitev potrebnega števila kablov v območju *a*

Za prednapenjanje konstrukcije v času uporabe so izbrani kabli *Dywidag DW 300LS*. Tehnične karakteristike tega tipa kablov so naslednje:

| | |
|---|---|
| <i>kvaliteta jekla ...</i> | $f_{p,0.1,k} / f_{pk} = 157 / 177kN/cm^2$ |
| <i>prečni prerez enega kabla ...</i> | $A_{pl} = 28.5cm^2$ |
| <i>zunanj /notranji premer cevi ...</i> | $\phi_z / \phi_n = 90 / 95mm$ |

Napenjalna napetost kablov takoj po napenjanju, ne sme preseči manjše izmed naslednjih dveh vrednosti:

$$\sigma_{pm,0} = 0.75 \cdot f_{pk} \text{ in } \sigma_{pm,0} = 0.85 \cdot f_{p,0.1,k}.$$

Ko vstavimo v zgornji izraz številčne vrednosti karakteristik za kable, dobimo merodajno vrednost za dovoljeno napetost kablov:

$$0.75 \cdot f_{pk} = 0.75 \cdot 177 \text{ kN/cm}^2 = 132.75 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{ merodajna vrednost}$$

$$0.85 \cdot f_{p,0.1,k} = 0.75 \cdot 157 \text{ kN/cm}^2 = 133.45 \text{ kN/cm}^2$$

Potreben prečni prerez kablov za zgornje ravne kable v območju a znaša

$$A_p^{a,zg} = \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{30735.20 \text{ kN}}{132.75 \text{ kN/cm}^2} = 231.527 \text{ cm}^2$$

in potreben prečni prerez kablov za spodnje ravne kable je

$$A_p^{a,sp} = \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{26710.40 \text{ kN}}{132.75 \text{ kN/cm}^2} = 201.208 \text{ cm}^2.$$

Potrebno število kablov za zgornje ravne kable je

$$n_{potr}^{a,zg} = \frac{A_p^{a,zg}}{A_{p1}} = \frac{231.527 \text{ cm}^2}{28.5 \text{ cm}^2} = 8.12, \text{ izberem } n_{dej}^{a,zg} = 12$$

in za spodnje ravne kable

$$n_{potr}^{a,sp} = \frac{A_p^{a,sp}}{A_{p1}} = \frac{201.208 \text{ cm}^2}{28.5 \text{ cm}^2} = 7.06, \text{ izberem } n_{dej}^{a,sp} = 10.$$

Dejanski prerez kablov v območju a je $A_{p,dej}^{a,sp} = n_{dej}^{a,sp} \cdot A_{p1} = 285.0 \text{ cm}^2$ za spodnje ravne kable

ter $A_{p,dej}^{a,zg} = n_{dej}^{a,zg} \cdot A_{p1} = 342.0 \text{ cm}^2$ za zgornje ravne kable. Dejanska napetost v kablilih takoj po

napenjanju za spodnje ravne kable znaša $\sigma_{pm,0,dej}^{a,sp} = \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{A_{p,dej}^{a,sp}} = \frac{26710.40\text{kN}}{285.0\text{cm}^2} = 93.72\text{kN/cm}^2$ in

$\sigma_{pm,0,dej}^{a,zg} = \frac{P_{m,0}^{a,szg}}{A_{p,dej}^{a,sp}} = \frac{30735.20\text{kN}}{342.0\text{cm}^2} = 89.87\text{kN/cm}^2$ za spodnje ravne kable.

Geometrijske karakteristike idealnega prečnega prereza v območju a

Bruto prerez prečnega prereza je enak $A_b = 76743.00\text{cm}^2$, statični moment bruto prereza na spodnji rob prereza znaša $S_b = 15125420.00\text{cm}^3$ in vztrajnostni moment bruto prečnega prereza glede na težišče prereza je enak $I_b = 934905000.00\text{cm}^4$. Oddaljenost težišča spodnjih kablov od spodnjega roba prereza je 12.5 cm, oddaljenost težišča zgornjih kablov od spodnjega roba prereza pa je 286.0 cm.

Vpliv kablov na prečni prerez znaša:

$$A'_p = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot A_{p,dej} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0\text{cm}^2 + 342.0\text{cm}^2) = 2866.29\text{cm}^2$$

$$S'_p = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot \sum A_{p,i} \cdot y_{p,i} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0\text{cm}^2 \cdot 12.5\text{cm} + 342.0\text{cm}^2 \cdot 286.0\text{cm}) = 463426.29\text{cm}^3$$

Prerez idealnega prečnega prereza meri:

$$A_i = A_b + A'_p = 76743.00\text{cm}^2 + 2866.29\text{cm}^2 = 79609.29\text{cm}^2.$$

Statični moment idealnega prečnega prereza je enak:

$$S_i = S_b + S'_p = 15125420.00\text{cm}^3 + 463426.29\text{cm}^3 = 15588846.29\text{cm}^3.$$

Težišče idealnega prečnega prereza se nahaja na razdalji $z_{T,id}$ od spodnjega roba betonskega prereza, ki znaša:

$$z_{T,id} = \frac{S_i}{A_i} = \frac{15588846.29\text{cm}^3}{79609.29\text{cm}^2} = 196\text{cm}.$$

Določimo še vztrajnostni moment idealnega prečnega prereza:

$$I'_p = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot \sum A_{p,i} \cdot e_{p,i} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0\text{cm}^2 \cdot 184\text{cm} + 342.0\text{cm}^2 \cdot 90\text{cm}) =$$

$$= 380434.29\text{cm}^4$$

$$I_i = I_b + I'_p = 934905000\text{cm}^4 + 380434.29\text{cm}^4 = 935285434.3\text{cm}^4$$

Izguba sile prednapetja zaradi relaksacije kablov ΔP_r

Padec napetosti po 1000 urni relaksaciji je enak $\Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 0.025 \cdot \sigma_{p0}$. Za σ_{p0} predpostavimo vrednost $0.7 \cdot f_{pk}$, saj ne poznamo napenjalnih sil. Padec napetosti je sledeč:

$$\Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 0.025 \cdot \sigma_p = 0.025 \cdot 0.7 \cdot f_{pk} = 0.025 \cdot 0.7 \cdot 177\text{kN/cm}^2 = 3.098\text{kN/cm}^2.$$

$$\text{Končna relaksacija je } \Delta\sigma_{p,r,\infty} = 3 \cdot \Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 3 \cdot 3.098\text{ kN/cm}^2 = 9.293\text{ kN/cm}^2.$$

Izguba sile prednapetja zaradi relaksacije znaša:

$$\Delta P_{r,\infty}^{a,zg} = \Delta\sigma_{p,r,\infty} \cdot A_{p,dej}^{a,zg} = 9.293\text{kN/cm}^2 \cdot 342\text{cm}^2 = 3178.21\text{kN}$$

$$\Delta P_{r,\infty}^{a,sp} = \Delta\sigma_{p,r,\infty} \cdot A_{p,dej}^{a,sp} = 9.293\text{kN/cm}^2 \cdot 285\text{cm}^2 = 2648.50\text{kN}$$

Izguba sile prednapetja zaradi krčenja betona ΔP_{cs}

Deformacija zaradi krčenja betona je določena po formuli $\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}$. Pri tem je $\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + \beta_{sc} \cdot (90 - f_{cm})] \cdot 10^{-6}$ ($\beta_{sc} = 5$ za normalno vezoči cement) in

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) \text{ za sušenje na zraku.}$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 5 \cdot (90 - 48)] \cdot 10^{-6} = 0.00037$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right) = 0.756$$

$$\varepsilon_{cs0} = 0.00037 \cdot 0.756 = 2.799 \cdot 10^{-4}$$

Izguba sile prednapetja zaradi krčenja betona je:

$$\Delta P_{cs,\infty}^{a,zg} = \varepsilon_{sc0} \cdot E_p \cdot A_{p,dej}^{a,zg} = 2.799 \cdot 10^{-4} \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 342 \text{ cm}^2 = 1866.65 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{cs,\infty}^{a,sp} = \varepsilon_{sc0} \cdot E_p \cdot A_{p,dej}^{a,sp} = 2.799 \cdot 10^{-4} \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 285 \text{ cm}^2 = 1555.54 \text{ kN}$$

Izguba sile prednapetja zaradi lezenja betona ΔP_{cr}

Napetost v betonu na mestu kablov je za zgornje in spodnje kable enaka:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp}^{zg} &= -\frac{M_{max}^a}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{a,sp} \cdot e_i'}{I_i} \cdot e_i'' + \frac{P_{m,0}^{a,zg} \cdot e_i''}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{A_i} - \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{A_i} \\ \sigma_{cp}^{zg} &= -\frac{4894717 \text{ kNcm}}{9352285434.3 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} - \frac{26710.4 \text{ kN} \cdot 184 \text{ cm}}{9352285434.3 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} + \\ &+ \frac{30735.2 \text{ kN} \cdot 84 \text{ cm}}{9352285434.3 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} - \frac{26710.4 \text{ kN}}{79609.29 \text{ cm}^2} - \frac{30735.2 \text{ kN}}{79609.29 \text{ cm}^2} \\ \sigma_{cp}^{zg} &= -1.39935 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp}^{zg} &= \frac{M_{min}^a}{I_i} \cdot e_i'' + \frac{P_{m,0}^{a,sp} \cdot e_i'}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{a,zg} \cdot e_i''}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{A_i} - \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{A_i} \\ \sigma_{cp}^{zg} &= \frac{39003.01 \text{ kNcm}}{9352285434.3 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} + \frac{26710.4 \text{ kN} \cdot 184 \text{ cm}}{9352285434.3 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} - \end{aligned}$$

$$-\frac{30735.2\text{kN} \cdot 84\text{cm}}{9352285434.3\text{cm}^4} \cdot 90\text{cm} - \frac{26710.4\text{kN}}{79609.29\text{cm}^2} - \frac{30735.2\text{kN}}{79609.29\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cp}^{zg} = -0.13953\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = \frac{M_{\max}^a}{I_i} \cdot e_i' - \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{I_i} \cdot e_i' + \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{I_i} \cdot e_i' - \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{A_i} - \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{A_i}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = \frac{4894717\text{kNcm}}{9352285434.3\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} - \frac{26710.4\text{kN} \cdot 184\text{cm}}{9352285434.3\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} +$$

$$+ \frac{30735.2\text{kN} \cdot 90\text{cm}}{9352285434.3\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} - \frac{26710.4\text{kN}}{79609.29\text{cm}^2} - \frac{30735.2\text{kN}}{79609.29\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -0.181336\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -\frac{M_{\min}^a}{I_i} \cdot e_i' + \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{I_i} \cdot e_i' - \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{A_i} - \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{A_i}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -\frac{39003.01\text{kNcm}}{9352285434.3\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} + \frac{26710.4\text{kN} \cdot 184\text{cm}}{9352285434.3\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} -$$

$$-\frac{30735.2\text{kN} \cdot 90\text{cm}}{9352285434.3\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} - \frac{26710.4\text{kN}}{79609.29\text{cm}^2} - \frac{30735.2\text{kN}}{79609.29\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -1.06622\text{kN/cm}^2$$

Deformacija betona na mestu kablov zaradi lezenja betona znaša:

$$\varepsilon_{cr}^{zg} = \frac{-1.39935\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} = -0.000399814$$

$$\varepsilon_{cr}^{sp} = \frac{-1.06622\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} = -0.000304634$$

Izguba sile prednapetja zaradi lezenja betona je:

$$\Delta P_{cr}^{a,zg} = \varepsilon_{cr}^{zg} \cdot E_p \cdot A_{p,dej}^{a,zg} = 0.000399814 \cdot 19500\text{kN/cm}^2 \cdot 342\text{cm}^2 = 2666.36\text{kN}$$

$$\Delta P_{cr}^{a,sp} = \varepsilon_{cr}^{sp} \cdot E_p \cdot A_{p,dej}^{a,sp} = 0.000304634 \cdot 19500\text{kN/cm}^2 \cdot 285\text{cm}^2 = 1693.0\text{kN}$$

Napenjalna sila

Sila s katero moramo napeti, da je ob izvršenih izgubah zadoščeno pogoju dekompresije:

$$P_0^{a,zg} = P_{m,0}^{a,zg} + \Delta P_r^{a,zg} + \Delta P_{cs}^{a,zg} + \Delta P_{cr}^{a,zg}$$

$$P_0^{a,zg} = 30735.2\text{kN} + 3178.21\text{kN} + 1866.65\text{kN} + 2666.36\text{kN}$$

$$P_0^{a,zg} = 33836.1\text{kN}$$

$$P_0^{a,sp} = P_{m,0}^{a,sp} + \Delta P_r^{a,sp} + \Delta P_{cs}^{a,sp} + \Delta P_{cr}^{a,sp}$$

$$P_0^{a,sp} = 26823.\text{kN} + 2648.5\text{kN} + 1555.54\text{kN} + 1693.0\text{kN}$$

$$P_0^{a,sp} = 28600.9\text{kN}$$

5.1.4 Dimenzioniranje ravnih kablov v območju *b*

Določitev potrebne sile prednapetja

Potrebna sila prednapetja za zgornje kable v območju *b* znaša:

$$P_{m,\infty}^{b,zg} = \frac{A_c \cdot e' \cdot z' \cdot z'' \cdot (M_{\max}^b + M_{\min}^b) + I_c \cdot (M_{\min}^b \cdot z' - M_{\max}^b \cdot z'')}{I_c \cdot (z' + z'') \cdot (e' + e'')}$$

$$P_{m,\infty}^{b,zg} = \frac{7.647\text{m}^2 \cdot 0.83\text{m} \cdot 1.97\text{m} \cdot 1.03\text{m} \cdot (35020.28\text{kNm} + 38250.41\text{kNm})}{9.349\text{m}^4 \cdot (1.97\text{m} + 1.03\text{m}) \cdot (1.85\text{m} + 0.89\text{m})} +$$
$$+ \frac{9.349\text{m}^4 \cdot (35020.28\text{kNm} \cdot 1.97\text{m} - 38250.41\text{kNm} \cdot 1.03\text{m})}{9.349\text{m}^4 \cdot (1.97\text{m} + 1.03\text{m}) \cdot (1.85\text{m} + 0.89\text{m})}$$

$$P_{m,\infty}^{b,zg} = 23865.7\text{ kN}$$

za zgornje zagotovitev dekompresije na zgornjem robu betonskega prereza pa je potrebna sila prednapetja:

$$P_{m,\infty}^{b,sp} = \frac{A_c \cdot e'' \cdot z' \cdot z'' \cdot (M_{\max}^b + M_{\min}^b) + I_c \cdot (M_{\max}^b \cdot z' + M_{\min}^b \cdot z'')}{I_c \cdot (z' + z'') \cdot (e' + e'')}$$

$$P_{m,\infty}^{b,sp} = \frac{7.647m^2 \cdot 0.83m \cdot 1.97m \cdot 1.03m \cdot (35020.28kNm + 38250.41kNm)}{9.349m^4 \cdot (1.97m + 1.03m) \cdot (1.85m + 0.89m)} +$$

$$+ \frac{9.349m^4 \cdot (35020.28kNm \cdot 1.97m + 38250.41kNm \cdot 1.03m)}{9.349m^4 \cdot (1.97m + 1.03m) \cdot (1.85m + 0.89m)}$$

$$P_{m,\infty}^{b,sp} = 16813.2kN$$

Ocena izgube sile prednapetja v območju *b*

$$P_{m,0}^{b,zg} = \frac{P_{m,\infty}^{b,zg}}{1 - 0.15} = \frac{23865.7kN}{1 - 0.15} = 28077.3kN,$$

$$P_{m,0}^{b,sp} = \frac{P_{m,\infty}^{b,sp}}{1 - 0.15} = \frac{16813.2kN}{1 - 0.15} = 19780.3kN.$$

Določitev potrebnega števila kablov v območju *b*

Potreben prečni prerez kablov za zgornje ravne kable v območju *b* znaša:

$$A_p^{b,zg} = \frac{P_{m,0}^{b,zg}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{28077.3kN}{132.75kN/cm^2} = 211.505cm^2.$$

Potreben prečni prerez kablov za spodnje ravne kable v območju *b* pa je:

$$A_p^{b,sp} = \frac{P_{m,0}^{b,sp}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{19780.3kN}{132.75kN/cm^2} = 149.004cm^2.$$

Potrebno število kablov za zgornje ravne kable je

$$n_{potr}^{b,zg} = \frac{A_p^{b,zg}}{A_{pl}} = \frac{211.505cm^2}{28.5cm^2} = 7.42, \text{ izberem } n_{dej}^{b,zg} = 10$$

in za spodnje ravne kable

$$n_{\text{potr}}^{a,\text{sp}} = \frac{A_p^{a,\text{sp}}}{A_{p1}} = \frac{149.004\text{cm}^2}{28.5\text{cm}^2} = 5.23, \text{ izberem } n_{\text{dej}}^{b,\text{sp}} = 8.$$

Dejanski prerez kablov v območju b je $A_{p,\text{dej}}^{b,\text{sp}} = n_{\text{dej}}^{b,\text{sp}} \cdot A_{p1} = 228.0\text{cm}^2$ za spodnje ravne kable ter $A_{p,\text{dej}}^{b,\text{zg}} = n_{\text{dej}}^{b,\text{zg}} \cdot A_{p1} = 285.0\text{cm}^2$ za zgornje ravne kable. Dejanska napetost v kablilih takoj po

napenjanju za spodnje ravne kable znaša $\sigma_{\text{pm},0,\text{dej}}^{b,\text{sp}} = \frac{P_{m,0}^{b,\text{sp}}}{A_{p,\text{dej}}^{b,\text{sp}}} = \frac{19780.3\text{kN}}{228.0\text{cm}^2} = 86.76\text{kN/cm}^2$ in

$$\sigma_{\text{pm},0,\text{dej}}^{b,\text{zg}} = \frac{P_{m,0}^{b,\text{zg}}}{A_{p,\text{dej}}^{b,\text{sp}}} = \frac{28077.3\text{kN}}{285.0\text{cm}^2} = 98.52\text{kN/cm}^2 \text{ za spodnje ravne kable.}$$

Geometrijske karakteristike idealnega prečnega prereza

Vpliv kablov na idealni prečni prerez znaša:

$$A_p' = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot A_{p,\text{dej}} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0\text{cm}^2 + 228.0\text{cm}^2) = 2345.14\text{cm}^2$$

$$S_p' = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot \sum A_{p,i} \cdot y_{p,i} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0\text{cm}^2 \cdot 286\text{cm} + 228.0\text{cm}^2 \cdot 12.5\text{cm}) = 385645.71\text{cm}^3$$

Ploščina idealnega prečnega prereza meri:

$$A_i = A_b + A_p' = 76743.00\text{cm}^2 + 2345.14\text{cm}^2 = 79088.14\text{cm}^2.$$

Statični moment idealnega prečnega prereza je enak:

$$S_i = S_b + S_p' = 15125420.00\text{cm}^3 + 385645.71\text{cm}^3 = 15511065.71\text{cm}^3.$$

Težišče idealnega prečnega prereza se nahaja na oddaljenosti $z_{T,\text{id}}$ od spodnjega roba betonskega prereza, ki zanaša:

$$z_{T,id} = \frac{S_i}{A_i} = \frac{15511065.71\text{cm}^3}{79088.14\text{cm}^2} = 196\text{cm}.$$

Določimo še vztrajnostni moment idealnega prečnega prereza:

$$I'_p = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot \sum A_{p,i} \cdot e_{p,i}^2 = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (228.0\text{cm}^2 \cdot 185\text{cm} + 285.0\text{cm}^2 \cdot 89\text{cm}) =$$

$$= 308777.14\text{cm}^4$$

$$I_i = I_b + I'_p = 934905000\text{cm}^4 + 308777.14\text{cm}^4 = 935213777.1\text{cm}^4$$

Izguba sile prednapetja zaradi relaksacije kablov ΔP_r

Padec napetosti po 1000 urni relaksaciji je enak $\Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 0.025 \cdot \sigma_p$. Za σ_p predpostavimo vrednost $0.7 \cdot f_{pk}$, saj ne poznamo napenjalnih sil. Padec napetosti je:

$$\Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 0.025 \cdot \sigma_p = 0.025 \cdot 0.7 \cdot f_{pk} = 0.025 \cdot 0.7 \cdot 177\text{kN/cm}^2 = 3.098\text{kN/cm}^2.$$

$$\text{Končna relaksacija je } \Delta\sigma_{p,r,\infty} = 3 \cdot \Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 3 \cdot 3.098\text{ kN/cm}^2 = 9.293\text{ kN/cm}^2.$$

Izguba sile prednapetja zaradi relaksacije znaša:

$$\Delta P_{r,\infty}^{b,zg} = \Delta\sigma_{p,r,\infty} \cdot A_{p,dej}^{b,zg} = 9.293\text{kN/cm}^2 \cdot 285\text{cm}^2 = 2648.5\text{kN}$$

$$\Delta P_{r,\infty}^{b,sp} = \Delta\sigma_{p,r,\infty} \cdot A_{p,dej}^{b,sp} = 9.293\text{kN/cm}^2 \cdot 228\text{cm}^2 = 2118.8\text{kN}$$

Izguba sile prednapetja zaradi krčenja betona ΔP_{cs}

Deformacija zaradi krčenja betona je določena po formuli $\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}$. Pri tem je $\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + \beta_{sc} \cdot (90 - f_{cm})] \cdot 10^{-6}$ ($\beta_{sc} = 5$ za normalno vezoči cement) in

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) \text{ za sušenje na zraku.}$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 5 \cdot (90 - 48)] \cdot 10^{-6} = 0.00037$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right) = 0.756$$

$$\varepsilon_{cs0} = 0.00037 \cdot 0.756 = 2.799 \cdot 10^{-4}$$

Izguba sile prednapetja zaradi krčenja betona je:

$$\Delta P_{cs,\infty}^{b,zg} = \varepsilon_{sc0} \cdot E_p \cdot A_{p,dej}^{b,zg} = 2.799 \cdot 10^{-4} \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 285 \text{ cm}^2 = 1555.54 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{cs,\infty}^{b,sp} = \varepsilon_{sc0} \cdot E_p \cdot A_{p,dej}^{b,sp} = 2.799 \cdot 10^{-4} \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 228 \text{ cm}^2 = 1244.44 \text{ kN}$$

Izguba sile prednapetja zaradi lezenja betona ΔP_{cr}

Napetost v betonu na mestu kablov je za zgornje in spodnje kable enaka

$$\begin{aligned} \sigma_{cp}^{zg} &= -\frac{M_{max}^b}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{b,sp} \cdot e_i'}{I_i} \cdot e_i'' + \frac{P_{m,0}^{b,zg} \cdot e_i''}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{b,sp}}{A_i} - \frac{P_{m,0}^{b,zg}}{A_i} \\ \sigma_{cp}^{zg} &= -\frac{3502028 \text{ kNcm}}{935213777.1 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} - \frac{19780.3 \text{ kN} \cdot 184 \text{ cm}}{935213777.1 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} + \\ &+ \frac{28077.3 \text{ kN} \cdot 90 \text{ cm}}{935213777.1 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} - \frac{19780.3 \text{ kN}}{79088.14 \text{ cm}^2} - \frac{28077.3 \text{ kN}}{79088.14 \text{ cm}^2} \\ \sigma_{cp}^{zg} &= -1.0452 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp}^{zg} &= \frac{M_{min}^a}{I_i} \cdot e_i'' + \frac{P_{m,0}^{a,sp} \cdot e_i'}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{a,zg} \cdot e_i''}{I_i} \cdot e_i'' - \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{A_i} - \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{A_i}, \\ \sigma_{cp}^{zg} &= \frac{3825041 \text{ kNcm}}{935213777.1 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} + \frac{19780.3 \text{ kN} \cdot 184 \text{ cm}}{935213777.1 \text{ cm}^4} \cdot 90 \text{ cm} - \end{aligned}$$

$$-\frac{28007.3\text{kN} \cdot 90\text{cm}}{935213777.1\text{cm}^4} \cdot 90\text{cm} - \frac{19780.3\text{kN}}{79088.14\text{cm}^2} - \frac{28077.3\text{kN}}{79088.14\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cp}^{zg} = -0.126018\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = \frac{M_{\max}^a}{I_i} \cdot e_i' - \frac{P_{m,0}^{a,sp} \cdot e_i'}{I_i} \cdot e_i' + \frac{P_{m,0}^{a,zg} \cdot e_i''}{I_i} \cdot e_i' - \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{A_i} - \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{A_i}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = \frac{35020.28\text{kNcm}}{935213777.1\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} - \frac{19780.3\text{kN} \cdot 184\text{cm}}{935213777.1\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} +$$

$$+ \frac{28077.3\text{kN} \cdot 90\text{cm}}{935213777.1\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} - \frac{19780.3\text{kN}}{79088.14\text{cm}^2} - \frac{28077.3\text{kN}}{79088.14\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -0.131082\text{N/cm}^2$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -\frac{M_{\min}^a}{I_i} \cdot e_i' + \frac{P_{m,0}^{a,sp} \cdot e_i'}{I_i} \cdot e_i' - \frac{P_{m,0}^{a,zg} \cdot e_i''}{I_i} \cdot e_i' - \frac{P_{m,0}^{a,sp}}{A_i} - \frac{P_{m,0}^{a,zg}}{A_i}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -\frac{3825041\text{kNcm}}{935213777.1\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} + \frac{19780.3\text{kN} \cdot 184\text{cm}}{935213777.1\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} -$$

$$-\frac{28077.3\text{kN} \cdot 90\text{cm}}{935213777.1\text{cm}^4} \cdot 184\text{cm} - \frac{19780.3\text{kN}}{79088.14\text{cm}^2} - \frac{28077.3\text{kN}}{79088.14\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -1.13477\text{kN/cm}^2$$

Deformacija betona na mestu kablov zaradi lezenje betona znaša:

$$\varepsilon_{cr}^{zg} = \frac{-1.04521\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} = -0.000298631$$

$$\varepsilon_{cr}^{sp} = \frac{-1.13477\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} = -0.000324221$$

Izguba sile prednapetja zaradi lezenja betona je:

$$\Delta P_{cr}^{b,zg} = \varepsilon_{cr}^{zg} \cdot E_p \cdot A_{p,dej}^{b,zg} = 0.000298631 \cdot 19500\text{kN/cm}^2 \cdot 285\text{cm}^2 = 1659.64\text{kN}$$

$$\Delta P_{cr}^{b,sp} = \varepsilon_{cr}^{sp} \cdot E_p \cdot A_{p,dej}^{b,sp} = 0.000324221 \cdot 19500\text{kN/cm}^2 \cdot 228\text{cm}^2 = 1441.49\text{kN}$$

Napenjalna sila

Sila s katero moramo napeti, da je ob izvršenih izgubah zadoščeno pogoju dekompresije:

$$P_0^{b,zg} = P_{m,0}^{b,zg} + \Delta P_r^{b,zg} + \Delta P_{cs}^{b,zg} + \Delta P_{cr}^{b,zg}$$

$$P_0^{b,zg} = 28116.6\text{kN} + 2648.5\text{kN} + 1555.54\text{kN} + 1659.64\text{kN}$$

$$P_0^{b,zg} = 29729.4\text{kN}$$

$$P_0^{b,sp} = P_{m,0}^{b,sp} + \Delta P_r^{b,sp} + \Delta P_{cs}^{b,sp} + \Delta P_{cr}^{b,sp}$$

$$P_0^{b,sp} = 19740.9\text{kN} + 2118.8\text{kN} + 1244.44\text{kN} + 1441.49\text{kN}$$

$$P_0^{b,sp} = 21617.9\text{kN}$$

5.2 Analiza prekladne konstrukcije v času uporabe

5.2.1 Obtežba prekladne konstrukcije za analizo v prečni smeri

Stalna obtežba

Stalno obtežbo na konstrukcijo predstavljajo lastna teža betonske konstrukcije, mokrotna izolacija, obrabni sloj, hodnika, robna venca in ograja. Lastno težo konstrukcije program upošteva samodejno.

Stalna obtežba deluje po celotni dolžini prekladne konstrukcije. Teža mokrotne izolacije deluje na celotni širini voziščne plošče, teža obrabnega sloja deluje na širini vozišča, teža hodnika deluje na širini 75 cm na levem robu in 115 cm na desnem robu. Robna venca delujeta kot pasovni obtežbi na obeh robovih voziščne plošče in poleg tega zaradi ekscentrične lega povzročata tudi momenta na rob plošče. Teža ograje deluje kot točkovna obtežba na vozišču voziščne plošče, na levi strani konstrukcije povzroča tudi moment.

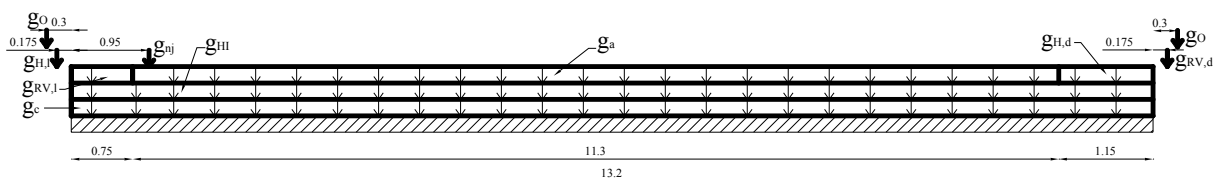
| | |
|-------------------------------|--|
| <i>lastna teža ...</i> | g_c – SAP2000 upošteva samodejno |
| <i>mokrotna izolacija ...</i> | $g_{HI} = 0.01 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 3.75 \text{ kN/m}^2$ |
| <i>obrabni sloj ...</i> | $g_a = 0.08 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 1.76 \text{ kN/m}^2$ |
| <i>hodnika ...</i> | $g_{H,l} = 0.17 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4.25 \text{ kN/m}^2$ $g_{H,d} = 0.17 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4.25 \text{ kN/m}^2$ |
| <i>robna venca ...</i> | $g_{RV,l} = 0.62 \text{ m} \cdot 0.65 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 10.08 \text{ kN/m}$ na vozlišče: $10.08 \text{ kN/m} \cdot 0.5 \text{ m} = 5.04 \text{ kN}$ $g_{RV,d} = 0.35 \text{ m} \cdot 0.55 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4.81 \text{ kN/m}$ na vozlišče: $4.81 \text{ kN/m} \cdot 0.5 \text{ m} = 2.41 \text{ kN}$ |
| <i>ograja ...</i> | $g_O = 1.0 \text{ kN/m}$ na vozlišče: $1.0 \text{ kN/m} \cdot 0.5 \text{ m} = 0.5 \text{ kN}$ |
| <i>ograja new jersey ...</i> | $g_{nj} = 0.23 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 5.63 \text{ kN/m}$ na vozlišče: $5.6 \text{ kN/m} \cdot 0.5 \text{ m} = 2.82 \text{ kN}$ |

Pri taki razporeditvi obtežbe nastaneta še momenta, ki ju povzročata na rob konstrukcije robna venca in ograja. Momenta zaradi ograje in robnega venca na levi in robnega venca na desni rob sta enaka:

$$m_{x,gl} = 0.5 \text{ kN} \cdot 0.3 \text{ m} + 5.04 \text{ kN} \cdot 0.175 \text{ m} = 1.03 \text{ kNm.}$$

$$m_{x,gd} = 0.5 \text{ kN} \cdot 0.3 \text{ m} + 2.41 \text{ kN} \cdot 0.175 \text{ m} = 0.57 \text{ kNm.}$$

Na sliki 18 je grafično predstavljen razpored stalne obtežbe na voziščno ploščo v prečni smeri v času uporabe.



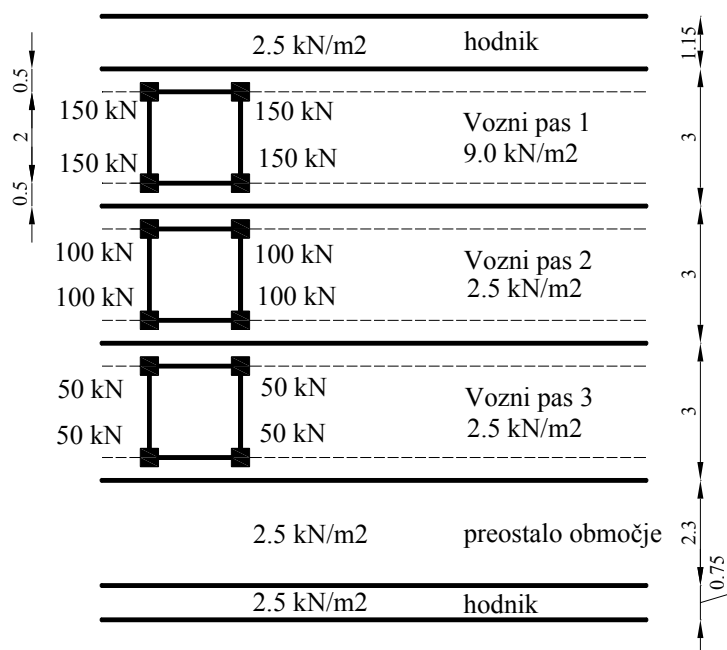
Slika 18: Stalna obtežba v prečni smeri časa uporabe

Koristna obtežba

Koristno obtežbo na konstrukcijo predstavlja prometna obtežba vozil. Prometna obtežba je upoštevana v skladu z evropskim standardom za cestne mostove prENV 1991 – 2. Standard je podrobno predstavljen v tretjem poglavju, kjer so tudi navedene karakteristične vrednosti prometnih obtežb in vsa pravila za nanašanje obtežb na konstrukcijo. Obtežba vozil na posamezne vozne pasove je naslednja:

| | |
|------------------------------|--|
| obtežba na vozni pas 1 ... | $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ |
| obtežba na vozni pas 2 ... | $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ |
| obtežba na vozni pas 3 ... | $q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ |
| obtežba na preostali del ... | $q_{4k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ |

Obtežba, ki je del sistema *UDL* je nepomična, obtežba *TS* pa se pomika vzdolž konstrukcije. Posamezen korak pomika meri 2 m.



Slika 19: Koristna obtežba v prečni smeri v času uporabe

5.2.2 Obtežba prekladne konstrukcije za analizo v vzdolžni smeri

Stalna obtežba – obtežni primer 1

Stalno obtežbo na konstrukcijo predstavljajo lastna teža betona, mokrotna izolacija, obrabni sloj, robna venca, hodniki in ograja. Deluje na celotni dolžini konstrukcije.

| | |
|-------------------------------|--|
| <i>lastna teža ...</i> | $g_{c,polje} = A_{c,polje} \cdot \gamma_c = 7.67430 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 191.86 \text{ kN/m}$ |
| | $g_{c,podpora} = A_{c,podpora} \cdot \gamma_c = 10.0665 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 251.66 \text{ kN/m}$ |
| <i>mokrotna izolacija ...</i> | $g_{HI} = 0.01 \text{ m} \cdot 13.20 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 2.90 \text{ kN/m}$ |
| <i>obrabni sloj ...</i> | $g_a = 0.08 \text{ m} \cdot 10.71 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 18.85 \text{ kN/m}$ |
| <i>hodnika ...</i> | $g_{H,l} = 0.17 \text{ m} \cdot 0.75 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3.19 \text{ kN/m}$ |
| | $g_{H,d} = 0.17 \text{ m} \cdot 1.15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4.89 \text{ kN/m}$ |
| <i>robna venca ...</i> | $g_{RV,l} = 0.35 \text{ m} \cdot 0.65 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 5.69 \text{ kN/m}$ |
| | $g_{RV,d} = 0.35 \text{ m} \cdot 0.55 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4.81 \text{ kN/m}$ |
| <i>ograja ...</i> | $g_O = 2 \cdot 1.0 \text{ kN/m} = 2 \text{ kN/m}$ |
| <i>ograja new jersy ...</i> | $g_{nj} = 0.23 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 5.63 \text{ kN/m}$ |
| <i>skupaj ...</i> | $g_{k,polje} = 238.76 \text{ kN/m}$ |
| | $g_{k,podpora} = 298.56 \text{ kN/m}$ |

Zaradi nesimetrične lege hodnikov in robnih vencev na konstrukcijo delujeta tudi porazdeljena torzijska momenta:

| | |
|------------------------|---|
| <i>hodnika ...</i> | $m_{x,H} = 4.89 \text{ kN/m} \cdot 6.0 \text{ m} - 3.19 \text{ kN/m} \cdot 6.1 \text{ m} = 9.88 \text{ kNm/m}$ |
| <i>robna venca ...</i> | $m_{x,RV} = 5.69 \text{ kN/m} \cdot 6.78 \text{ m} - 4.81 \text{ kN/m} \cdot 6.78 \text{ m} = 5.97 \text{ kNm/m}$ |

Promet – obtežni primeri 2, 3 in 4

Obtežba vozil je upoštevana v skladu z evropskim standardom za cestne mostove prENV 1991 – 2. Zahteve standarda so podane v drugem poglavju. Tam so tudi podane

karakteristične vrednosti prometnih obtežb, pravila za nanašanje obtežb na konstrukcijo ter nekatere poenostavitve obtežbe, ki so lahko uporabljene.

V skladu s standardom lahko pri kontroli prekladne konstrukcije v vzdolžni smeri upoštevamo nekatere poenostavitve. Obtežbo vozil *TS* lahko nadomestimo v vsakem voznem pasu z enoosno obtežbo, ki ima težo enako teži obeh osi. Obtežba vozil na posamezni vozni pas znaša v tem primeru znaša:

| | |
|-------------------------------------|--|
| <i>obtežba na vozni pas 1 ...</i> | $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ $Q_{1k} = 600 \text{ kN}$ |
| <i>obtežba na vozni pas 2 ...</i> | $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ $Q_{2k} = 400 \text{ kN}$ |
| <i>obtežba na vozni pas 3 ...</i> | $q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ $Q_{3k} = 200 \text{ kN}$ |
| <i>obtežba na preostali del ...</i> | $q_{4k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ |

Obtežni sistem *UDL* je določen z obtežbo na kvadratni meter, zato ga je potrebno pretvoriti v ustrezno obtežbo na tekoči meter:

$$q_k = 9.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.0 \text{ m} + 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 10.91 \text{ m} = 54.275 \text{ kN/m}.$$

Ker je obtežni sistem *UDL* nesimetričen, povzroča na konstrukcijo tudi torzijski moment, zato je potrebno določiti tudi nadomestni torzijski moment, ki bo zajel torzijski vpliv prometne obtežbe. Ustrezen porazdeljen torzijski moment je naslednji:

$$\begin{aligned} m_{x,k} &= -2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 6.295 \text{ m} \cdot 1.30 \text{ m} - 9.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 4.135 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} - \\ &\quad 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.135 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} + 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.865 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} + \\ &\quad 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 5.16 \text{ m} \cdot 3.59 \text{ m} = \\ &= -80.09 \text{ kNm/m}. \end{aligned}$$

Obtežni sistem *TS* je združen v eno koncentrirano silo:

$$Q_k = 600 \text{ kN} + 400 \text{ kN} + 200 \text{ kN} = 1200 \text{ kN}.$$

Tudi ta obtežni sistem zaradi nesimetričnosti obtežbe povzroča dodaten torzijski moment, ki ga je potrebno upoštevati z nadomestnim torzijskim momentom. Ta obtežni sistem povzroča koncentriran torzijski moment, ki je enak:

$$\begin{aligned} M_{x,k} &= - 300 \text{ kN} \cdot 5.135 \text{ m} - 300 \text{ kN} \cdot 3.135 \text{ m} - \\ & 200 \text{ kN} \cdot 2.135 \text{ m} - 200 \text{ kN} \cdot 0.135 \text{ m} + \\ & + 100 \text{ kN} \cdot 0.865 \text{ m} + 100 \text{ kN} \cdot 2.865 \text{ m} = \\ & = - 2562 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

Prometne obtežbe, ki so del obtežnega sistema *UDL* predstavljajo nepomični del prometne obtežbe. Sile, ki so del obtežnega sistema *TS* predstavljajo pomični del prometne obtežbe.

Prometna obtežba je razdeljena na tri različne obtežne primere. Vsak izmed njih je namenjen za določanje različnih statičnih količin na različnih delih prekladne konstrukcije. Obtežni primer 2 je obtežni primer, ki da največje momente v stranskem polju. Pri tem obtežnem primeru se pomični del prometne obtežbe pomika po prvem in tretjem polju, ostale obtežbe so nanese na celo konstrukcijo. Pomični del prometne obtežbe je mišljen kot točkovna sila in točkovni torzijski moment, ki sta posledica delovanja obtežnega sistema *TS*. Nepomični del prometne obtežbe predstavljajo obtežbe, ki so posledica obtežnega sistema *UDL*.

Obtežni primer 3 je obtežni primer, ki da največje momente v srednjem polju. Tu se pomični del prometne obtežbe pomika po drugem polju, ostale obtežbe pa so nanese na celo konstrukcijo.

Obtežni primer 4 je obtežni primer, ki da ekstremne vrednosti strižne sile nad srednjima podporama. Pomični del prometne obtežbe se pomika vzdolž prvega in drugega polja, ostale obtežbe pa delujejo na celo konstrukcijo.

Menjava ležišč – obtežni primer 5

Upoštevan je kot dvig prekladne konstrukcije na mestu podpor za 1.0 cm.

Posedek srednjega temelja – obtežni primer 6

Upoštevan je kot vertikalni pomik srednje podpore za 1.0 cm navzdol.

Posedek krajnega temelja – obtežni primer 7

Upoštevan je kot vertikalni pomik krajne podpore za 1.0 cm navzdol.

Veter – obtežni primer 8

obtežba vetra na poln most ... $q_{\text{poln}} = 0.9 \text{ kN/m}^2$

obtežba vetra na prazen most ... $q_{\text{prazen}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$$q_{w,\text{poln}} = 0.9 \text{ kN/m}^2 \cdot (3.5 \text{ m} + 3.0 \text{ m}) = 5.85 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,\text{prazen}} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.0 \text{ m} = 7.50 \text{ kN/m} \dots \text{merodajna vrednost}$$

$$M_{x,w} = 7.50 \text{ kN/m} \cdot 0.27 \text{ m} = 6.08 \text{ kNm/m}$$

Vpliv kablov – obtežni primer 9

Kabli delujejo na konstrukcijo v tem smislu, da povzročajo neko obtežbo, ki je imenovana nadomestna obtežba kablov. Določanje nadomestne obtežbe kablov je podrobno opisano v točki 3.2. Obtežne kombinacije za določitev sile prednapetja so narejene v mejnem stanju uporabnosti (v nadaljevanju *MSU*), saj imamo polno prednapeto konstrukcijo. Redka obtežna kombinacija je enaka $\sum G_{k,j} (+P) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$. Faktorji ψ za različne vrste obtežb so podani v preglednici 3.

Preglednica 3: Faktorji ψ

| Obtežba | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|------------------|-----------|-----------|----------|
| POSEDKI TEMELJEV | 0.7 | 0.4 | 0.1 |
| DVIG PODPORE | 1.0 | 0.7 | 0.3 |
| PROMET | 0.75 (TS) | 0.75 (TS) | 0 |
| | 0.4 (UDL) | 0.4 (UDL) | 0 |
| VETER NA MOSTU | 0.3 | 0.5 | 0 |

Redka obtežna kombinacija za določitev sile prednapetja je v osnovi označena z *IRK*. Ker se pomična obtežba 2, 3 in 4 pomika vzdolž prekladne konstrukcije, se kombinacije delijo na kombinacije *IRK1L0 - IRK1L40*, *IRK1L96 - IRK1L136*, *IRK2L40 - IRK2L96*, *IRK3L40 - IRK3L96*, *IRK4L0 - IRK4L96*, *IRK5L0 - IRK5L96*. Oznaka *IRK1L0 - IRK1L40* na primer pomeni, da se pomični del obtežbe iz obtežnega primera 2 pomika vzdolž konstrukcije od začetne točke, ki je na podpori *A* do točke, ki je 40 m oddaljena od začetne točke. Kombinacije so bolj nazorno prikazane v preglednici 4.

Vse obtežne kombinacije iz skupine *IRK* so vnesene v program *SAP 2000*, s katerim je izračunana ovojnica momentov, ki nosi oznako *OVRK1*. Največji moment v drugem polju je enak $M_{\max}^2 = 55818.44 \text{ kNm}$, najmanjši moment nad vmesno podporo pa ima vrednost $M_{\min}^B = -83990.66 \text{ kNm}$.

Preglednica 4: Obtežna kombinacija *IRK*

| Ime obtežne kombinacije | Kombinacija |
|---------------------------|--|
| <i>IRK1L0 - IRK1L40</i> | $1 + 2 + 0.7 \cdot 6 + 0.3 \cdot 8$ |
| <i>IRK1L96 - IRK1L136</i> | $1 + 2 + 0.7 \cdot 6 + 0.3 \cdot 8$ |
| <i>IRK2L40 - IRK2L96</i> | $1 + 3 + 0.7 \cdot 7 + 0.3 \cdot 8$ |
| <i>IRK3L40 - IRK3L96</i> | $1 + 3 + 0.7 \cdot (-5) + 0.3 \cdot 8$ |
| <i>IRK4L0 - IRK4L96</i> | $1 + 4 + 0.7 \cdot 6 + 0.3 \cdot 8$ |
| <i>IRK5L0 - IRK5L96</i> | $1 + 4 + 0.7 \cdot (-5) + 0.3 \cdot 8$ |

Silo prednapetja v drugem polju je določena iz pogoja dekompresije, kar pomeni, da se na spodnjem robu betonskega prereza ne pojavijo nategi. Pogoj dekompresije na spodnjem robu se glasi:

$$\sigma_c^{2,sp} = \frac{M_{\max}^2}{I_{c,polje}} \cdot z'_{polje} - \frac{P_{m,\infty} \cdot e_{polje}}{I_{c,polje}} \cdot z'_{polje} - \frac{P_{m,\infty}}{A_{c,polje}} \leq 0$$

Iz tega pogoja je izražena sila prednapetja:

$$P_{m,\infty} = \frac{A_{c,polje} \cdot M_{\max}^2 \cdot z'_{polje}}{I_{c,polje} + A_{c,polje} \cdot e_{polje} \cdot z'_{polje}}$$
$$P_{m,\infty} = \frac{7.674\text{m}^2 \cdot 55818.44\text{kNm} \cdot 1.97\text{m}}{9.349\text{m}^4 + 7.674\text{m}^2 \cdot 1.42\text{m} \cdot 1.97\text{m}}$$
$$P_{m,\infty} = 27383.30\text{kN}$$

Sila prednapetja nad vmesno podporo je določena iz pogoja dekompresije na zgornjem robu betonskega prereza. Pogoj dekompresije na zgornjem robu je:

$$\sigma_c^{B,zg} = \frac{M_{\min}^B}{I_{c,podpora}} \cdot z''_{podpora} - \frac{P_{m,\infty} \cdot e_{podpora}}{I_{c,podpora}} \cdot z''_{podpora} - \frac{P_{m,\infty}}{A_{c,podpora}} \leq 0$$

$$P_{m,\infty} = \frac{A_{c,podpora} \cdot M_{\min}^B \cdot z''_{podpora}}{I_{c,podpora} + A_{c,podpora} \cdot e_{podpora} \cdot z''_{podpora}}$$
$$P_{m,\infty} = \frac{10.066\text{m}^2 \cdot 83990.66\text{kNm} \cdot 1.20\text{m}}{11.589\text{m}^4 + 10.066\text{m}^2 \cdot 0.91\text{m} \cdot 1.20\text{m}}$$
$$P_{m,\infty} = 44928.80\text{kN}$$

S pomočjo enačbe kableske linije in velikosti sile prednapetja je določena nadomestna obtežba kablov. Nadomestna obtežba kablov je sestavljena iz zvezne obtežbe in iz koncentriranih sil, ki so posledica nezveznosti kableske linije.

Enačba kabelske linije je izračunana v točki 4.2. Drugi odvod kvadratne parabole je enak $z_2''(x_2) = -0.00876$, s pomočjo katerega določimo enakomerno zvezno obtežbo v drugem polju, ki je usmerjena navzgor. Obtežba deluje na konstrukcijo od dolžine $L = 50$ m do dolžine $L = 86$ m, pri čemer je dolžina merjena od opornika A proti oporniku D . Enakomerna zvezna obtežba v drugem polju je enaka:

$$p_{p2} = P_{m,\infty} \cdot \left. \frac{d^2 z_2}{dx_2^2} \right|_{x=18m} = 44928.80 \text{ kN} \cdot (-0.00876) = -393.58 \text{ kN/m}.$$

Za določitev zvezne obtežbe nad vmesnima podporama, je potreben drugi odvod enačbe kabelske linije, ki v tem območju poteka po kubični paraboli. Drugi odvod kubične parabole je enak $z_B''(x_B) = 0.00273 \cdot x_B$. Trikotna zvezna obtežba nad vmesno podporo je usmerjena navzdol. Obtežba deluje na konstrukcijo 10 m levo in 10 m desno od vmesnih podpor oziroma tam, kjer je kabelska linija določena s kubično parabolo. Trikotna zvezna obtežba ima vrednost:

$$p_{pB} = P_{m,\infty} \cdot \left. \frac{d^2 z_B}{dx_B^2} \right|_{x=10m} = 44928.80 \text{ kN} \cdot (0.00273 \cdot 10m) = 1226.56 \text{ kN/m}.$$

Določiti je potrebno še koncentrirane sile. Prvi odvod enačbe kabelske linije nad podporo je enak $z_B'(x_B) = 0.00136 \cdot x_B^2 - 0.1365$. Kot, ki ga oklepa tangenta na kubično parabolo z osjo nosilca v točki, kjer kubična parabola seka os nosilca, je enak $\text{tg } \alpha_B^z = \left. \frac{dz_B}{dx_B} \right|_{x=0m} = -0.1365 \Rightarrow \alpha_B^z = -7.77^\circ$. Sila deluje na konstrukcijo tam, kjer je kabel zasidran oziroma kjer se konča in je usmerjena navzgor. Velikost te sile je enaka:

$$P_B^v = P_{m,\infty} \cdot \sin \alpha_B^z = 44928.80 \text{ kN} \cdot 0.14 = 6290.03 \text{ kN}.$$

Prvi odvod enačbe kabelske linije za kvadratno parabolo je enak $z_2'(x_2) = -0.00876 \cdot x_2$. Kot, ki ga oklepa tangenta na kvadratno parabolo z osjo nosilca v točki, kjer kvadratna

parabola seka os nosilca, je $\operatorname{tg}\alpha_2^z = \left. \frac{dz_2}{dx_2} \right|_{x=-18\text{m}} = 0.1577 \Rightarrow \alpha_2^z = 8.96^\circ$. Razlika med kotoma α_B^z in α_2^z znaša $\Delta\alpha = 1.19^\circ$. Sila, ki deluje na stiku obeh parabol je usmerjena navzgor, njena velikost pa je enaka:

$$P_2^v \cong P_2 = 2 \cdot P_{m,\infty} \cdot \sin \frac{\Delta\alpha}{2} = 2 \cdot 44928.80\text{kN} \cdot \sin \frac{1.19^\circ}{2} = 933.13\text{kN}.$$

Dobimo nadomestno obtežbo kablov oblike, kot je prikazana na sliki 20.



Slika 20: Oblika obtežbe, ki jo povzroča nadomestna obtežba kablov

To je nadomestna obtežba kablov, ki je upoštevana v redki obtežni kombinaciji v drugem koraku iteracije. Nova redka obtežna kombinacija povzroči nove upogibne momente, na katere je določena nova sila prednapetja, ki povzroči novo nadomestno obtežbo kablov. Ostali koraki iteracije so izračunani po enakem postopku kot prvi korak. Rezultati so podani v preglednici 5.

Nadomestna obtežba kablov, ki jo povzroča izbrana sila prednapetja določena v sedmem koraku iteracije je upoštevana v redki obtežni kombinaciji *8RK* ki da ovojnico sil *OVRK8*, ki je v prilogi *H*. Maksimalni moment v drugem polju je $M_{\max}^2 = 24042.29\text{kNm}$ in minimalni moment nad vmesno podporo je enak $M_{\min}^B = -47740.53\text{kNm}$.

Po sedmih korakih iteracije je za potrebno silo prednapetja v času $t = \infty$ izbrana sila $P_{m,\infty} = 24115.40\text{kN}$. Ta sila zagotavlja dekompresijo. Izgubo sile prednapetja ocenimo na 15% in dobimo silo prednapetja takoj po napenjanju. Srednja vrednost sile prednapetja takoj po napenjanju je:

$$P_{m,0} = \frac{P_{m,\infty}}{1-0.15} = \frac{24115.40\text{kN}}{1-0.15} = 28371.06\text{kN}.$$

Preglednica 5: Rezultati za vse korake iteracije

| enote kN, m | 1. korak | 2. korak | 3. korak | 4. korak | 5. korak | 6. korak | 7. korak |
|---------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| M_{\min}^B | -83990.66 | -30232.91 | -60219.02 | -41727.16 | -53258.33 | -46046.32 | -50467.47 |
| M_{\max}^2 | 55181.44 | 5610.60 | 38140.00 | 17313.31 | 30145.28 | 22106.22 | 27123.19 |
| $P_{m,\infty}^{\text{podpora}}$ | 44928.80 | 14446.20 | 28775.10 | 19939.00 | 25449.00 | 22002.80 | 24115.40 |
| $P_{m,\infty}^{\text{polje}}$ | 27383.30 | 2752.47 | 18710.80 | 8493.62 | 14788.80 | 10844.90 | 13306.20 |
| P_{pB} | 1226.56 | 394.39 | 785.56 | 544.33 | 694.76 | 600.68 | 658.35 |
| P_{p2} | 393.58 | 126.55 | 252.07 | 174.67 | 222.93 | 192.74 | 211.25 |
| P_B^V | 933.13 | 300.04 | 597.63 | 414.11 | 528.55 | 456.98 | 500.85 |
| P_2^V | 6290.03 | 2022.54 | 4028.51 | 2791.46 | 3562.86 | 3080.39 | 3376.16 |

Za prednapenjanje konstrukcije v času gradnje so izbrani kabli *Dywidag DW 300LS*, ki imajo naslednje tehnične karakteristike:

kvaliteta jekla ... $f_{p,0.1,k} / f_{pk} = 157/177\text{kN/cm}^2$

prečni prerez enega kabla ... $A_{p1} = 28.5\text{cm}^2$

zunani /notranji premer cevi ... $\phi_z / \phi_n = 90/95\text{mm}$

Sila prednapetja $P_{m,0} = A_p \cdot \sigma_{pm,0}$, ki je nanesena na beton takoj po napenjanju ne sme preseči manjše vrednosti izmed: $A_p \cdot \sigma_{pm,0} = 0.75 \cdot f_{pk} \cdot A_p$ in $A_p \cdot \sigma_{pm,0} = 0.85 \cdot f_{p,0.1,k} \cdot A_p$.

$$0.75 \cdot f_{pk} = 0.75 \cdot 177\text{kN/cm}^2 = 132.75\text{kN/cm}^2 \dots \text{merodajna vrednost}$$

$$0.85 \cdot f_{p,0.1,k} = 0.75 \cdot 157\text{kN/cm}^2 = 133.45\text{kN/cm}^2$$

$$\text{Potreben prečni prerez kablov je: } A_p = \frac{P_{m,0}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{28371.06\text{kN}}{132.75\text{kN/cm}^2} = 213.72\text{cm}^2.$$

$$\text{Potrebno število kablov je: } n_{\text{potr}} = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{213.72\text{cm}^2}{28.5\text{cm}^2} = 7.50, \text{ izberem } n_{\text{dej}} = 10.$$

Dejanski prerez kablov je enak $A_{p,\text{dej}} = n_{\text{dej}} \cdot A_{p1} = 285.0\text{cm}^2$. Dejanska napetost v kablilih

$$\text{tako po napenjanju znaša } \sigma_{pm,0,\text{dej}} = \frac{P_{m,0}}{A_{p,\text{dej}}} = \frac{28371.06\text{kN}}{285.0\text{cm}^2} = 99.55\text{kN/cm}^2.$$

Ploščina bruto betonskega prereza v času uporabe je zmanjšana za površino, ki jo zasedejo cevi ravnih kablov, ki so prednapeti v času gradnje. Površina ene cevi znaša:

$$A_1^{\text{cevi}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot (9.5\text{cm})^2}{4} = 70.84\text{cm}^2$$

Prečni prerez vseh cevi je:

$$A_{\text{cevi}} = 18 \cdot A_1^{\text{cevi}} = 18 \cdot 70.88\text{cm}^2 = 1275.88\text{cm}^2$$

Bruto prerez v polju in nad podporo je:

$$A_{b,\text{polje}} = A_{c,\text{polje}} - A_{\text{cevi}} = 76743.00\text{cm}^2 - 1275.84\text{cm}^2 = 75467.16\text{cm}^2$$

$$A_{b,\text{podpora}} = A_{c,\text{podpora}} - A_{\text{cevi}} = 100665.00\text{cm}^2 - 1275.84\text{cm}^2 = 99389.16\text{cm}^2$$

Vpliv kablov na idealni prečni prerez znaša:

$$A_p' = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot A_{p,\text{dej}} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot 285\text{cm}^2 = 1302.86\text{cm}^2$$

Idealni prečni prerez v polju in nad podporo meri:

$$A_{i,\text{polje}} = A_{b,\text{polje}} + A_p' = 75467.16\text{cm}^2 + 1302.86\text{cm}^2 = 76770.02\text{cm}^2$$

$$A_{i,\text{podpora}} = A_{b,\text{podpora}} + A'_p = 99389.16\text{cm}^2 + 1302.86\text{cm}^2 = 100692.02\text{cm}^2$$

Vztrajnostni moment idealnega prečnega prereza v polju in nad podporo je:

$$S'_{p,\text{polje}} = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot \sum A_{p,\text{dej}} \cdot y_{p,\text{polje}}$$

$$S'_{p,\text{polje}} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0\text{cm}^2 \cdot 55\text{cm}) = 71657.14\text{cm}^3$$

$$S_{i,\text{polje}} = S_{b,\text{polje}} + S'_{p,\text{polje}} = 13053277.32\text{cm}^3 + 71657.14\text{cm}^3 = 13124934.47\text{cm}^3$$

$$S'_{p,\text{podpora}} = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot \sum A_{p,\text{dej}} \cdot y_{p,\text{podpora}}$$

$$S'_{p,\text{podpora}} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0\text{cm}^2 \cdot 288\text{cm}) = 375222.86\text{cm}^3$$

$$S_{i,\text{podpora}} = S_{b,\text{podpora}} + S'_{p,\text{podpora}} = 14782167.98\text{cm}^3 + 375222.86\text{cm}^3 = 15157460.18\text{cm}^3$$

Težišče idealnega prečnega prereza se nahaja na oddaljenosti $z_{T,\text{id}}$ od spodnjega roba betonskega prereza. Ta oddaljenost v polju in nad podporo zanaša:

$$z_{T,\text{polje,id}} = \frac{S_{i,\text{polje}}}{A_i} = \frac{13124934.47\text{cm}^3}{76770.02\text{cm}^2} = 171\text{cm}$$

$$z_{T,\text{podpora,id}} = \frac{S_{i,\text{podpora}}}{A_i} = \frac{15157460.18\text{cm}^3}{100692.02\text{cm}^2} = 151\text{cm}$$

Vztrajnostna momenta idealnega prečnega prereza v polju in nad podporo sta:

$$I'_{p,\text{polje}} = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot \sum A_p \cdot e_{i,\text{polje}}$$

$$I'_{p,\text{polje}} = \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0\text{cm}^2 \cdot 116\text{cm}) = 151084.95\text{cm}^4$$

$$I_{i,\text{polje}} = I_{b,\text{polje}} + I'_{p,\text{polje}} = 934894540.22\text{cm}^4 + 151084.95\text{cm}^4 = 935045625.17\text{cm}^4$$

$$I'_{p,podpora} = \left(\frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \cdot \sum A_p \cdot e_{i,podpora}$$

$$I'_{p,podpora} = \left(\frac{19500 \text{ kN/cm}^2}{3500 \text{ kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot (285.0 \text{ cm}^2 \cdot 137 \text{ cm}) = 178491.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{i,podpora} = I_{b,podpora} + I'_{p,podpora} = 1158925153.37 \text{ cm}^4 + 178491.43 \text{ cm}^4 = 1159103645 \text{ cm}^4$$

Izgube sile prednapetja zaradi relaksacije kablov ΔP_r

Padec napetosti po 1000 urni relaksaciji je enak $\Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 0.025 \cdot \sigma_p$. Za σ_p predpostavimo vrednost $0.7 \cdot f_{pk}$, saj ne poznamo napenjalnih sil. Padec napetosti je naslednji:

$$\Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 0.025 \cdot \sigma_p = 0.025 \cdot 0.7 \cdot f_{pk} = 0.025 \cdot 0.7 \cdot 177 \text{ kN/cm}^2 = 3.098 \text{ kN/cm}^2$$

Končna relaksacija je enaka:

$$\Delta\sigma_{p,r,\infty} = 3 \cdot \Delta\sigma_{p,r,1000\text{ur}} = 3 \cdot 3.098 \text{ kN/cm}^2 = 9.293 \text{ kN/cm}^2$$

Izguba sile prednapetja zaradi relaksacije znaša:

$$\Delta P_r = \Delta\sigma_{p,r,\infty} \cdot A_{p,dej} = 9.293 \text{ kN/cm}^2 \cdot 285 \text{ cm}^2 = 2648.5 \text{ kN}$$

Izguba sile prednapetja zaradi krčenja betona ΔP_{cs}

Deformacija zaradi krčenja betona je določena po formuli $\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}$. Pri tem je $\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + \beta_{sc} \cdot (90 - f_{cm})] \cdot 10^{-6}$ ($\beta_{sc} = 5$ za normalno vezoči cement) in

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) \text{ za sušenje na zraku.}$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 5 \cdot (90 - 48)] \cdot 10^{-6} = 0.00037$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right) = 0.756$$

$$\varepsilon_{cs0} = 0.00037 \cdot 0.756 = 2.799 \cdot 10^{-4}$$

Izguba sile prednapetja zaradi krčenja betona je:

$$\Delta P_{cs} = \varepsilon_{sc0} \cdot E_p \cdot A_{p,dej} = 2.799 \cdot 10^{-4} \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 285 \text{ cm}^2 = 1555.54 \text{ kN}$$

Izguba sile prednapetja zaradi lezenja betona ΔP_{cr}

Napetosti v betonu na mestu kablov v polju in nad podporo sta:

$$\sigma_{cp}^{sp} = \frac{M_{max}^2}{I_{i,polje}} \cdot e'_{i,polje} + \frac{P_{m,0} \cdot e'_{i,polje}}{I_{i,polje}} \cdot e'_{i,polje} - \frac{P_{m,0}}{A_{i,polje}}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = \frac{24042.29 \text{ kNcm}}{935045625.17 \text{ cm}^4} \cdot 116 \text{ cm} + \frac{28371.06 \text{ kN} \cdot 116 \text{ cm}}{935045625.17 \text{ cm}^4} \cdot 116 \text{ cm} - \frac{28371.06 \text{ kN}}{76770.02 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{cp}^{sp} = -0.479562 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cp}^{zg} = \frac{M_{min}^B}{I_{i,podpora}} \cdot e''_{i,podpora} - \frac{P_{m,0} \cdot e''_{i,podpora}}{I_{i,podpora}} \cdot e''_{i,podpora} - \frac{P_{m,0}}{A_{i,podpora}}$$

$$\sigma_{cp}^{zg} = \frac{47740.53 \text{ kNcm}}{1159103645 \text{ cm}^4} \cdot 137 \text{ cm} - \frac{28371.06 \text{ kN} \cdot 137 \text{ cm}}{1159103645 \text{ cm}^4} \cdot 137 \text{ cm} - \frac{28371.06 \text{ kN}}{100692.02 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{cp}^{zg} = -0.176883 \text{ kN/cm}^2$$

Deformacija betona na mestu kablov zaradi lezenja betona znaša:

$$\varepsilon_{cr}^{sp} = \frac{-0.479562 \text{ kN/cm}^2}{3500 \text{ kN/cm}^2} = -0.000137018$$

$$\varepsilon_{cr}^{zg} = \frac{-0.176883 \text{ kN/cm}^2}{3500 \text{ kN/cm}^2} = -0.0000505381$$

Izguba sile prednapetja zaradi lezenja betona je:

$$\Delta P_{cr, polje} = \varepsilon_{cr}^{sp} \cdot E_p \cdot A_{p, dej} = 0.000137018 \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 285 \text{ cm}^2 = 280.866 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{cr, podpora} = \varepsilon_{cr}^{zg} \cdot E_p \cdot A_{p, dej} = 0.0000505381 \cdot 19500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 285 \text{ cm}^2 = 761.475 \text{ kN}$$

Potrebna začetna napenjalna sila

Sila s katero moramo napeti, da je ob izvršenih izgubah zadoščeno pogoju dekompresije, je večja izmed naslednjih dveh:

$$P_{0, polje} = P_{m, 0} + \Delta P_r + \Delta P_{cs} + \Delta P_{cr, polje}$$

$$P_{0, polje} = 28371.06 \text{ kN} + 2648.5 \text{ kN} + 1555.54 \text{ kN} + 280.866 \text{ kN}$$

$$P_{0, polje} = 28599.90 \text{ kN}$$

$$P_{0, podpora} = P_{m, 0} + \Delta P_r + \Delta P_{cs} + \Delta P_{cr, podpora}$$

$$P_{0, podpora} = 28371.06 \text{ kN} + 2648.5 \text{ kN} + 1555.54 \text{ kN} + 761.475 \text{ kN}$$

$$P_{0, podpora} = 29080.50 \text{ kN}$$

5.2.3 Obremenitev prekladne konstrukcije v prečni smeri

Obremenitve škatlastega prereza v prečni smeri, so zaradi boljše preglednosti podane v obliki preglednice. Izkaže se, da je škatlasti prerez najbolj obremenjen v območju podpor. Velike notranje sile so predvsem v spodnji plošči v ojačanem območju pod stojinama, torej na mestu, kjer je škatlasti prerez podprt z ležišči. Zelo velike obremenitve so prisotne tudi v zgornji plošči in sicer tam, kjer se konzolna plošča priključuje na škatlasti del prereza.

Stojini sta obremenjeni na zgornjem koncu ob stiku z zgornjo ploščo in na spodnjem koncu, kjer se stikata s spodnjo ploščo. Nekoliko večje obremenitve so tudi v sredini obeh plošč.

V preglednici 6 so zbrane obremenitve voziščne plošče. Obremenitve v območju obeh podpor in v območju obeh polj so približno enake, zato so vrednosti za obe polji in obe podpori

zapisane združeno. V preglednicah 7 in 8 so zbrane obremenitve spodnje plošče ter obremenitve stojin.

Preglednica 6: Obremenitev voziščne plošče v prečni smeri

| enote kN, m | | VOZIŠČNA PLOŠČA | |
|-----------------------------|-------------------|---|------------------|
| | | <i>nad stojino</i> <i>konzolni del/proti sredini</i> | <i>v sredini</i> |
| OBMOČJE NAD PODPORAMA | M_{\min} | -621.49/-362.70 | -95.48 |
| | N_{prip} | -248.32/-106.44 | 59.68 |
| | M_{\max} | -113.91/-51.19 | 175.32 |
| | N_{prip} | 98.00/286.29 | 315.01 |
| OBMOČJE V POLJU | M_{\min} | -352.04/-94.80 | -48.56 |
| | N_{prip} | 123.67/273.54 | 88.56 |
| | M_{\max} | -120.53/-77.26 | 92.22 |
| | N_{prip} | 306.66/319.91 | 111.45 |

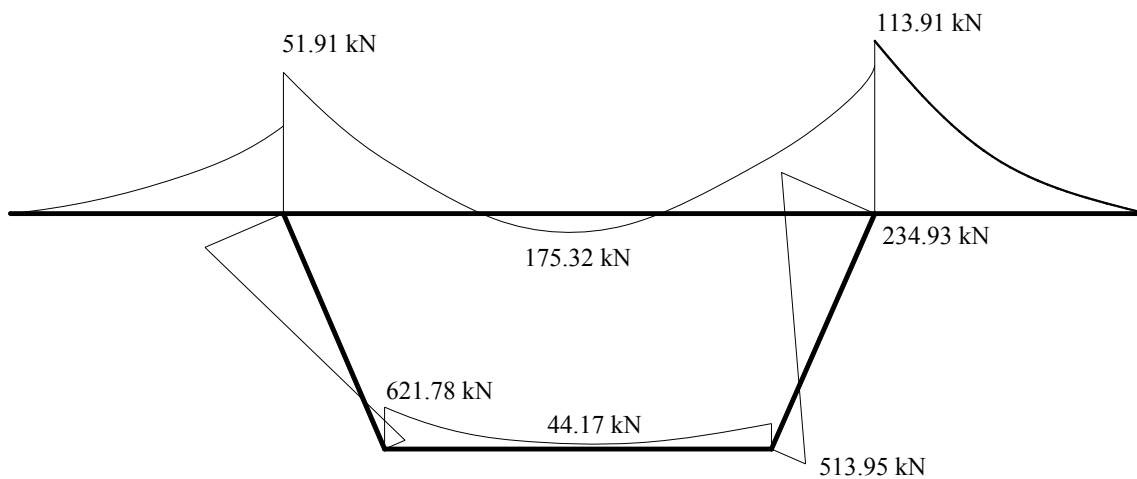
Preglednica 7: Obremenitev spodnje plošče v prečni smeri

| enote kN, m | | SPODNJA PLOŠČA | |
|-----------------------------|-------------------|---------------------|------------------|
| | | <i>nad ležiščem</i> | <i>v sredini</i> |
| OBMOČJE NAD PODPORAMA | M_{\min} | -634.05 | -94.16 |
| | N_{prip} | -1717.19 | -2284.54 |
| | M_{\max} | 621.78 | 44.17 |
| | N_{prip} | -1235.33 | -380.43 |
| OBMOČJE V POLJU | M_{\min} | -91.48 | -9.77 |
| | N_{prip} | -348.65 | 64.43 |
| | M_{\max} | 58.33 | 22.34 |
| | N_{prip} | 343.34 | 190.65 |

Preglednica 8: Obremenitev stojin v prečni smeri

| enote kN, m | | STOJINI | |
|-----------------------------|-------------------|---------|---------|
| | | zgoraj | spodaj |
| OBMOČJE NAD PODPORAMA | M_{\min} | -234.93 | -623.45 |
| | N_{prip} | -489.82 | -919.00 |
| | M_{\max} | 196.10 | 513.95 |
| | N_{prip} | 733.79 | 688.38 |
| OBMOČJE V POLJU | M_{\min} | -33.03 | -20.35 |
| | N_{prip} | -523.5 | -198.54 |
| | M_{\max} | 49.87 | 7.74 |
| | N_{prip} | 54.25 | 114.78 |

Na sliki 21 je skiciran značilen potek upogibnih momentov v ploščah in stojinah škatlastega prereza v prečni smeri.



Slika 21: Potek upogibnih momentov v prečni smeri škatlastega prereza

5.2.4 Obremenitev prekladne konstrukcije v vzdolžni smeri

Obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti (v nadaljevanju *MSN*) so zbrane v preglednici 9.

Preglednica 9: Obtežne kombinacije za MSN

| Ime kombinacije | Kombinacija |
|-----------------|--|
| K1 | $1.35 \cdot I + 1.0 \cdot 9$ |
| K2 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 5 + 1.0 \cdot 9$ |
| K3 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 5 + 1.0 \cdot 9$ |
| K4 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 2 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K5 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 2 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K6 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 3 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K7 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 3 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K8 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K9 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K10 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 2 + 1.5 \cdot 6 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K11 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 2 + 1.5 \cdot 6 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K12 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 7 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K13 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 7 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K14 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 4 - 1.5 \cdot 5 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K15 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 4 - 1.5 \cdot 5 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K16 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 3 + 1.5 \cdot 7 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K17 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 3 + 1.5 \cdot 7 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K18 | $1.35 \cdot I + 1.5 \cdot 3 - 1.5 \cdot 5 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |
| K19 | $1.0 \cdot I + 1.5 \cdot 3 - 1.5 \cdot 5 + 1.5 \cdot 8 + 1.0 \cdot 9$ |

Dobimo ovojnice notranjih sil za *MSN*. Najmanjši upogibni moment nad podporo je enak $M_{\min}^B = -79905.77 \text{ kNm}$, največji upogibni moment v prvem polju je $M_{\max}^1 = 65381.75 \text{ kNm}$ in

največji upogibni moment v drugem polju ima vrednost $M_{\max}^2 = 48541.89 \text{ kNm}$.

Največja vrednost prečne sile nad krajno podporo znaša $Q^A = 8000.06 \text{ kN}$, nad vmesno podporo pa $Q^B = 12232.03 \text{ kN}$. Prečni sili v poljih sta enaki $Q^1 = 7703.93 \text{ kN}$ in $Q^2 = 5019.52 \text{ kN}$. Osna sila je enaka $N_x = -24115.40 \text{ kN}$.

Torzijski moment ima ob krajni podpori vrednost $M_x^A = 3984.99 \text{ kNm}$, ob srednji podpori pa znaša $M_x^B = 9522.42 \text{ kNm}$.

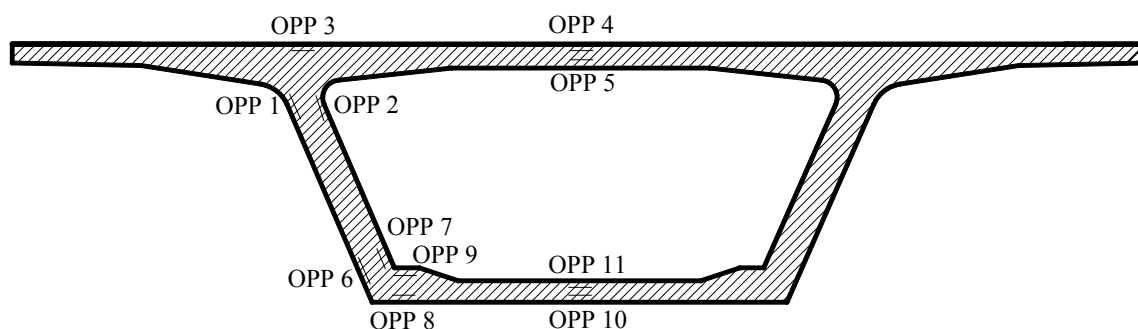
Ovojnice notranjih sil so predstavljene v prilog I.

6 DIMENZIONIRANJE PREKLADNE KONSTRUKCIJE V KONČNEM STANJU

6.1 Dimenzioniranje prekladne konstrukcije na upogib

6.1.1 Dimenzioniranje škatlastega prereza v prečni smeri

Škatlasti betonski prerez konstrukcije dimenzioniramo v kritičnih prerezih, kot je prikazano na sliki 22.



Slika 22: Mesta za dimenzioniranje armature

Območje podpor

Območje podpore *A* se nahaja od začetka konstrukcije do dolžine $L = 10$ m, merjeno od začetka konstrukcije. Območje podpore *B* obsega področje od dolžine $L = 30$ m do $L = 50$ m. Prerezi armature za posamezna območja prečnega prereza znašajo:

OPP 1

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23493 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (82 \text{ cm})^2} = 0.020$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, \quad k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{23493 \text{ kNcm}}{82 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{489.82 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = -4.39 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 80 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 17.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 2

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{19610 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (82 \text{ cm})^2} = 0.017$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{19610 \text{ kNcm}}{82 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{315.45 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 17.16 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 3

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{62149 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (33 \text{ cm})^2} = 0.253$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 6.0 / 3.5, k_s = 1.181$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.181 \cdot \frac{62149 \text{ kNcm}}{33 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{248.32 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 56.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 9.90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 4

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9548 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^2} = 0.105$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 2.0, k_d = 0.104, k_s = 1.067$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 2.25, k_d = 0.120, k_s = 1.076$$

$$k_s = 1.068$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.068 \cdot \frac{9548 \text{ kNcm}}{20 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{95.68 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 17.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 28 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 5

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17532 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^2} = 0.193$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 3.5, \quad k_d = 0.187, \quad k_s = 1.121$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 9.0 / 3.5, \quad k_d = 0.200, \quad k_s = 1.132$$

$$k_s = 1.126$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.126 \cdot \frac{17532 \text{ kNcm}}{20 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{315.01 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 37.44 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 6

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{62345 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (82 \text{ cm})^2} = 0.053$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.25, \quad k_d = 0.053, \quad k_s = 1.041$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.041 \cdot \frac{62345 \text{ kNcm}}{82 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{919.00 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = -0.51 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 80 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 17.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 7

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{51395 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (82 \text{ cm})^2} = 0.044$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, \quad k_d = 0.037, \quad k_s = 1.033$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.25, \quad k_d = 0.053, \quad k_s = 1.041$$

$$k_s = 1.036$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.036 \cdot \frac{51395 \text{ kNcm}}{82 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{354.87 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 24.70 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 8

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{62178 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.268$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 5.0/3.5, k_d = 0.276, k_s = 1.207$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 6.0/3.5, k_d = 0.253, k_s = 1.181$$

$$k_s = 1.198$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.198 \cdot \frac{62178 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{1235.33 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 31.40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 9

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{63405 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.273$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 5.0/3.5, k_d = 0.276, k_s = 1.207$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 6.0/3.5, k_d = 0.253, k_s = 1.181$$

$$k_s = 1.204$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.204 \cdot \frac{63405 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{1717.19 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 19.21 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 10

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4417 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.019$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0/1.0, k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{4417 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{380.43 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = -6.84 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 11

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9416 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.041$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0/1.0, k_d = 0.037, k_s = 1.033$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0/1.25, k_d = 0.053, k_s = 1.041$$

$$k_s = 1.035$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.035 \cdot \frac{9416 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{2284.54 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = -56.92 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Območje v polju

Območje polja 1 se nahaja od dolžine $L = 10$ m, merjeno od začetka konstrukcije, do dolžine $L = 30$ m. Območje polja 2 obsega področje od dolžine $L = 50$ m do $L = 86$ m.

OPP 1

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3303 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.014$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, \quad k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{3303 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{523.50 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = -11.99 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 2

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4987 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.021$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, \quad k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{4987 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{54.25 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 6.19 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 3

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{35204 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (37 \text{ cm})^2} = 0.113$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 2.0, \quad k_d = 0.104, \quad k_s = 1.067$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 2.25, \quad k_d = 0.120, \quad k_s = 1.076$$

$$k_s = 1.072$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.072 \cdot \frac{35204 \text{ kNcm}}{37 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{123.67 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 32.89 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 4

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4856 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^2} = 0.053$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.25, k_s = 1.041$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.041 \cdot \frac{4856 \text{ kNcm}}{20 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{88.56 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 9.81 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 5

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9222 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^2} = 0.086$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.50, k_d = 0.070, k_s = 1.049$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.75, k_d = 0.087, k_s = 1.058$$

$$k_s = 1.057$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.057 \cdot \frac{9222 \text{ kNcm}}{20 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{111.45 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 17.22 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 6

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2035 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.009$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{2035 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{198.54 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = -3.82 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 7

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{774 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.003$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{774 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{114.78 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 8

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5833 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.089$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.75, k_d = 0.087, k_s = 1.058$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 2.0, k_d = 0.104, k_s = 1.067$$

$$k_s = 1.059$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.059 \cdot \frac{5833 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} + \frac{343.34 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 20.32 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 9

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9148 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (32 \text{ cm})^2} = 0.140$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{9148 \text{ kNcm}}{32 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{348.65 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

OPP 10

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2234 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (17 \text{ cm})^2} = 0.034$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{2234 \text{kNcm}}{17 \text{cm} \cdot 34.75 \text{kN/cm}^2} + \frac{190.65 \text{kN}}{34.75 \text{kN/cm}^2} = 9.38 \text{cm}^2 / \text{m}$$

OPP 11

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{977 \text{kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{kN/cm}^2 \cdot 100 \text{cm} \cdot (17 \text{cm})^2} = 0.015$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.0, k_s = 1.033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{977 \text{kNcm}}{17 \text{cm} \cdot 34.75 \text{kN/cm}^2} + \frac{64.43 \text{kN}}{34.75 \text{kN/cm}^2} = 3.56 \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot A_c = 0.0022 \cdot 25 \text{cm} \cdot 100 \text{cm} = 5.50 \text{cm}^2 / \text{m}$$

6.1.2 Dimenzioniranje škatlastega prereza v vzdolžni smeri

Območje nad podporo B

Območje podpore B se nahaja od dolžine $L = 20$ m, merjeno od začetka konstrukcije, do dolžine $L = 55$ m. Vzdolžna armatura nad podporo B je dimenzionirana na tlačno osno silo $N_{sd} = -24115.40 \text{kN}$ in upogibni moment $M_{sd} = -7990577 \text{kNcm}$. Višina prereza je $h = 300 \text{cm}$. Statična višina prereza meri $d = 292 \text{cm}$. Prerez je dimenzioniran kot T prerez.

$$h = 300 \text{cm}, h_0 = 40 \text{cm}, \bar{h}_0 = 0.13$$

$$b = 483 \text{cm}, b_0 = 160 \text{cm}, \bar{b}_0 = 0.33$$

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7990577 \text{kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{kN/cm}^2 \cdot 483 \text{cm} \cdot (292 \text{cm})^2} = 0.087$$

$$\varepsilon_s / - \varepsilon_1 = 10.0 / 1.75, k_d = 0.087, k_s = 1.058$$

Zgornja armatura ima prerez:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.058 \cdot \frac{7990577 \text{ kNcm}}{292 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{24115.42 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 139.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{139.06 \text{ cm}^2}{13.20 \text{ m}} = 10.53 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Na spodnji strani prereza je potrebna minimalna armatura:

$$A_{s,\min} = 0.0022 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m} = 42.50 \text{ cm}^2.$$

Območje v polju 1

Območje polja 1 se nahaja od podpore A do podpore B. Vzdolžna armatura v prvem polju je dimenzionirana na tlačno osno silo $N_{sd} = -24115.40 \text{ kN}$ in upogibni moment $M_{sd} = 6538175 \text{ kNcm}$. Višina prereza je $h = 300 \text{ cm}$. Statična višina prereza meri $d = 292 \text{ cm}$.

Prerez je dimenzioniran kot T prerez.

$$h = 300 \text{ cm}, h_0 = 30 \text{ cm}, \bar{h}_0 = 0.10$$

$$b = 1320 \text{ cm}, b_0 = 80 \text{ cm}, \bar{b}_0 = 0.06$$

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6538175 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 483 \text{ cm} \cdot (292 \text{ cm})^2} = 0.026$$

$$\varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10.0 / 3.5, k_s = 1.033$$

Prerez armature na spodnji strani prereza je:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.052 \cdot \frac{7990577 \text{ kNcm}}{292 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{24115.42 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = -28.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{28.33 \text{ cm}^2}{4.83 \text{ m}} = -5.87 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Na spodnji in zgornji strani je potrebna minimalna vzdolžna armatura, ki znaša 0.22% betonskega prereza:

$$A_{s,\min,sp} = 0.0022 \cdot 100\text{cm} \cdot 25\text{cm} = 5.50\text{cm}^2 / \text{m} = 26.57\text{cm}^2$$

$$A_{s,\min,zg} = 0.0022 \cdot 100\text{cm} \cdot 28\text{cm} = 6.16\text{cm}^2 / \text{m} = 81.31\text{cm}^2$$

Območje v polju 2

Območje polja 2 se nahaja od podpore B do podpore C. Vzdolžna armatura v drugem polju je dimenzionirana na tlačno osno silo $N_{sd} = -24115.40\text{kN}$ in pozitivni upogibni moment $M_{sd} = 4854189\text{kNcm}$. V tem polju je tudi negativni moment $M_{sd} = -1215578\text{kNcm}$, na katerega je potrebno dimenzionirati negativno armaturo. Višina prereza je $h = 300\text{cm}$, statična višina prereza pa meri $d = 292\text{cm}$. Prerez je dimenzioniran kot T prerez.

pozitivna armatura

$$h = 300\text{cm}, h_0 = 30\text{cm}, \bar{h}_0 = 0.10$$

$$b = 1320\text{cm}, b_0 = 80\text{cm}, \bar{b}_0 = 0.06$$

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4854189\text{kNcm}}{0.85 \cdot 2.67\text{kN/cm}^2 \cdot 483\text{cm} \cdot (292\text{cm})^2} = 0.019$$

$$\varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10.0/3.5, k_s = 1.033$$

Prerez armature na spodnji strani betonskega prereza je:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.052 \cdot \frac{4854189\text{kNcm}}{292\text{cm} \cdot 34.75\text{kN/cm}^2} - \frac{24115.42\text{kN}}{34.75\text{kN/cm}^2} = -199.88\text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{199.88\text{cm}^2}{4.83\text{m}} = -41.38\text{cm}^2 / \text{m}$$

negativna armatura

$$h = 300\text{cm}, h_0 = 25\text{cm}, \bar{h}_0 = 0.08$$

$$b = 483\text{cm}, b_0 = 100\text{cm}, \bar{b}_0 = 0.21$$

$$k_d = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1215578 \text{ kNcm}}{0.85 \cdot 2.67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 483 \text{ cm} \cdot (292 \text{ cm})^2} = 0.013$$

$$\varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10.0 / 3.5, k_s = 1.033$$

Zgornja armatura ima prerez:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 1.033 \cdot \frac{1215578 \text{ kNcm}}{292 \text{ cm} \cdot 34.75 \text{ kN/cm}^2} - \frac{24115.42 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = -569.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{-569.68 \text{ cm}^2}{13.20 \text{ m}} = -43.16 \text{ m}^2 / \text{m}$$

Na spodnji in zgornji strani je potrebna minimalna vzdolžna armatura, ki znaša 0.22% betonskega prereza:

$$A_{s,\text{min,sp}} = 0.0022 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} = 5.50 \text{ cm}^2 / \text{m} = 26.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{min,zg}} = 0.0022 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm} = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{m} = 81.31 \text{ cm}^2$$

6.2 Dimenzioniranje prekladne konstrukcije na strig in torzijo

Strig v območju nad podporo A

Območje podpore A se nahaja od začetka konstrukcije do dolžine $L = 10$ m. Strižna armatura iz območja A je uporabljena tudi na območju od $L = 20$ m, merjeno od začetka konstrukcije, do dolžine $L = 30$ m. Armatura nad podporo A je dimenzionirana na prečno silo $V_{sd} = 8000.06 \text{ kN}$ in tlačno osno silo $N_{sd} = -24115.40 \text{ kN}$. Višina prereza je $h = 300 \text{ cm}$, širina prereza je $b = 160 \text{ cm}$. Statična višina prereza meri $d = 292 \text{ cm}$.

Strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature znaša:

$$V_{Rd1} = (\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1) + |0.15 \cdot \sigma_{cp}|) \cdot b_w \cdot d$$

Pri tem je:

$$k = |1.6 - d[\text{m}]| > 1$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} < |0.02|$$

$$\rho_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$$

$$V_{Rd1} = (0.041 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.0034) + |0.15 \cdot 0.502|) \cdot 160 \text{ cm} \cdot 292 \text{ cm} = 6072.74 \text{ kN}$$

$$k = |1.6 - 2.29[\text{m}]| = |-0.69| > 1, k = 1$$

$$\rho_1 = \frac{158.66 \text{ cm}^2}{160 \text{ cm} \cdot 292 \text{ cm}} = 0.0034$$

$$\rho_{cp} = \frac{24115.40}{160 \text{ cm} \cdot 292 \text{ cm}} = 0.502$$

Največja sila, ki jo armiran prerez lahko prevzame je enaka:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9d$$

Pri tem je:

$$\nu = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} > 0.5$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot 0.5 \cdot 4.0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 0.9 \cdot 292 \text{ cm} = 28032.00 \text{ kN}$$

$$\nu = 0.7 - \frac{40 \text{ kN/mm}^2}{200} = 0.5$$

Sila, ki jo mora prevzeti armatura je enaka:

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{Rd1} = 8000.06 \text{ kN} - 6072.74 \text{ kN} = 1927.3 \text{ kN}$$

Prerez potrebne stremenske armature za eno stojino znaša:

$$A_{sw} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{wd} \cdot s}{0.9d \cdot f_{yd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1927.3\text{kN} \cdot 100\text{cm}}{0.9 \cdot 292\text{cm} \cdot 34.75\text{kN/cm}^2} = 10.54\text{cm}^2 / \text{m}$$

Prerez dodatne vzdolžne armature, ki je nameščena nad ležišči, je enak:

$$\Delta A_{sl} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{wd}}{f_{yd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1927.3\text{kN}}{34.75\text{kN/cm}^2} = 27.71\text{cm}^2$$

$$\Delta A_{sl,ležišče} = 13.85\text{cm}^2 / \text{m}$$

Strig v območju nad podporo B

Območje podpore B se nahaja od dolžine $L = 30$ m do dolžine $L = 55$ m, merjeno od začetka konstrukcije. Armatura nad podporo B je dimenzionirana na prečno silo $V_{sd} = 12232.03\text{kN}$ ter tlačno osno silo $N_{sd} = -24115.40\text{kN}$. Višina prereza je $h = 300\text{cm}$, širina prereza je $b = 160\text{cm}$. Statična višina prereza meri $d = 292\text{cm}$.

$$V_{Rd1} = (0.041\text{kN/cm}^2 \cdot 1 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.0038) + |0.15 \cdot 0.502|) \cdot 160\text{cm} \cdot 292\text{cm} = 6109.29\text{kN}$$

$$k = |1.6 - 2.29[\text{m}]| = |-0.69| > 1, k = 1$$

$$\rho_1 = \frac{181.56\text{cm}^2}{160\text{cm} \cdot 292\text{cm}} = 0.0038$$

$$\rho_{cp} = \frac{24115.40}{160\text{cm} \cdot 292\text{cm}} = 0.502$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot 0.5 \cdot 4.0\text{kN/cm}^2 \cdot 160\text{cm} \cdot 0.9 \cdot 292\text{cm} = 28032.00\text{kN}$$

$$\nu = 0.7 - \frac{40\text{kN/mm}^2}{200} = 0.5$$

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{Rd1} = 12232.03\text{kN} - 6109.29\text{kN} = 6122.7\text{kN}$$

$$A_{sw} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{wd} \cdot s}{0.9d \cdot f_{yd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{6122.7\text{kN} \cdot 100\text{cm}}{0.9 \cdot 292\text{cm} \cdot 34.75\text{kN/cm}^2} = 33.49\text{cm}^2 / \text{m}$$

$$\Delta A_{sl} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{wd}}{f_{yd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{6122.7 \text{ kN}}{34.75 \text{ kN/cm}^2} = 88.10 \text{ cm}^2$$

$$\Delta A_{sl, \text{ležišče}} = 44.05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Strig v polju 1 in 2

V območju, kjer je $V_{sd} \leq V_{Rd1}$, zadostuje minimalna stremenska armatura. Višina prereza je $h = 300 \text{ cm}$, širina prereza je $b = 80 \text{ cm}$. Statična višina prereza meri $d = 292 \text{ cm}$. Minimalna stopnja armiranja je enaka $\min \rho_w = 0.0016$.

$$V_{Rd1} = (0.041 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.0045) + |0.15 \cdot 1.005|) \cdot 80 \text{ cm} \cdot 292 \text{ cm} = 4842.37 \text{ kN}$$

$$k = |1.6 - 2.29[\text{m}]| = |-0.69| > 1, k = 1$$

$$\rho_1 = \frac{107.88 \text{ cm}^2}{80 \text{ cm} \cdot 292 \text{ cm}} = 0.0045$$

$$\rho_{cp} = \frac{24115.40}{80 \text{ cm} \cdot 292 \text{ cm}} = 1.005$$

Minimalna strižna armatura v polju 1 in 2 za eno stojino znaša:

$$\min A_{sw} = \frac{1}{2} \cdot \min \rho_w \cdot s \cdot b_w \cdot \sin \alpha = \frac{1}{2} \cdot 0.0016 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} \cdot \sin 90^\circ = 3.20 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Torzija v območju polja

Torzijska armatura je dimenzionirana na torzijski moment $T_{sd} = 952224 \text{ kNcm}$.

Odpornost glede tlačnih diagonal betonskega prečnega prereza znaša:

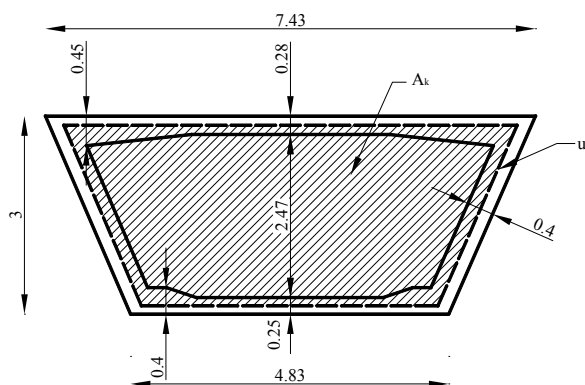
$$T_{Rd1} = \frac{2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{(\cot \theta + \text{tg } \theta)} \cdot$$

Pri tem je:

$$\nu = 0.7 \cdot \left(0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) > 0.35$$

t ... debelina stene

A_k ... površina prereza obdana s središčno linijo škatlastega prereza



Slika 23: Površina A_k v polju

$$T_{Rd1} = \frac{2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{(\cot \theta + \operatorname{tg} \theta)} = \frac{2 \cdot 0.35 \cdot 34.78 \text{ kN/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 155559.65 \text{ cm}^2}{(\cot 45^\circ + \operatorname{tg} 45^\circ)} = 3629725 \text{ kNcm}$$

$$\nu = 0.7 \cdot \left(0.7 - \frac{40.0 \text{ N/mm}^2}{200} \right) = 0.35$$

Maksimalna torzijska odpornost betonskega prereza glede na torzijsko armaturo znaša:

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot \left(\frac{f_{yd} \cdot A_{aw}}{s} \right) \cdot \cot \theta.$$

Iz tega pogoja sledi, da je potrebna stremenska torzijska armatura enaka:

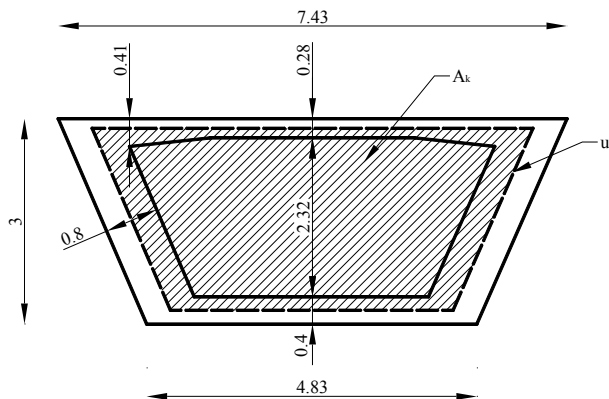
$$A_{sw} = \frac{T_{sd} \cdot s}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd} \cdot \operatorname{ctg} \theta} = \frac{952242 \text{ kNcm} \cdot 100 \text{ cm}}{2 \cdot 155559.65 \text{ cm}^2 \cdot 34.78 \text{ kN/cm}^2 \cdot \operatorname{ctg} 45^\circ} = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Potrebna dodatna vzdolžna armatura, ki je razporejena enakomerno po obodu prereza, znaša:

$$\Delta A_{sl} = \frac{T_{sd} \cdot u_k \cdot \operatorname{ctg} \theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} = \frac{952242 \text{ kNcm} \cdot 1729 \text{ cm} \cdot \operatorname{ctg} 45^\circ}{2 \cdot 155559.65 \text{ cm}^2 \cdot 34.78 \text{ kN/cm}^2} = 152.14 \text{ cm}^2 / 14.84 \text{ m} = 10.25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Torzija v območju nad podporo

Torzijska armatura je dimenzionirana na torzijski moment $T_{sd} = 95224\text{kNcm}$.



Slika 24: Površina A_k nad podporo

$$T_{Rd1} = \frac{2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{(\cot \theta + \operatorname{tg} \theta)} = \frac{2 \cdot 0.35 \cdot 34.78\text{kN/cm}^2 \cdot 40\text{cm} \cdot 140558.99\text{cm}^2}{(\cot 45^\circ + \operatorname{tg} 45^\circ)} = 5247536\text{kNcm}$$

$$\nu = 0.7 \cdot \left(0.7 - \frac{40.0\text{N/mm}^2}{200} \right) = 0.35$$

$$A_{sw} = \frac{T_{sd} \cdot s}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd} \cdot \operatorname{ctg} \theta} = \frac{952242\text{kNcm} \cdot 100\text{cm}}{2 \cdot 140558.99\text{cm}^2 \cdot 34.78\text{kN/cm}^2 \cdot \operatorname{ctg} 45^\circ} = 9.74\text{cm}^2/\text{m}$$

Potrebna dodatna vzdolžna armatura, ki je razporejena enakomerno po obodu prereza, znaša:

$$\Delta A_{sl} = \frac{T_{sd} \cdot u_k \cdot \operatorname{ctg} \theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} = \frac{952242\text{kNcm} \cdot 1639\text{cm} \cdot \operatorname{ctg} 45^\circ}{2 \cdot 140558.99\text{cm}^2 \cdot 34.78\text{kN/cm}^2} = 159.62\text{cm}^2/\text{obseg} = 10.76\text{cm}^2/\text{m}$$

Opraviti je potrebno tudi kontrolo prereza. Za območje pri podpori A morata biti zagotovljena naslednja pogoja:

$$\left(\frac{T_{sd}}{T_{Rd1}} \right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} \right)^2 = \left(\frac{952242\text{kNcm}}{5247536\text{kNcm}} \right)^2 + \left(\frac{8000.06\text{kN}}{28032.00\text{kN}} \right)^2 = 0.11 \leq 1$$

$$T_{sd} \leq T_{Rd1} = 952242 \text{ kNcm} < 5297536 \text{ kNcm}$$

in za območje pri podpori *B*:

$$\left(\frac{T_{sd}}{T_{Rd1}} \right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} \right)^2 = \left(\frac{952242 \text{ kNcm}}{5247536 \text{ kNcm}} \right)^2 + \left(\frac{12232.03 \text{ kN}}{28032.00 \text{ kN}} \right)^2 = 0.22 \leq 1$$

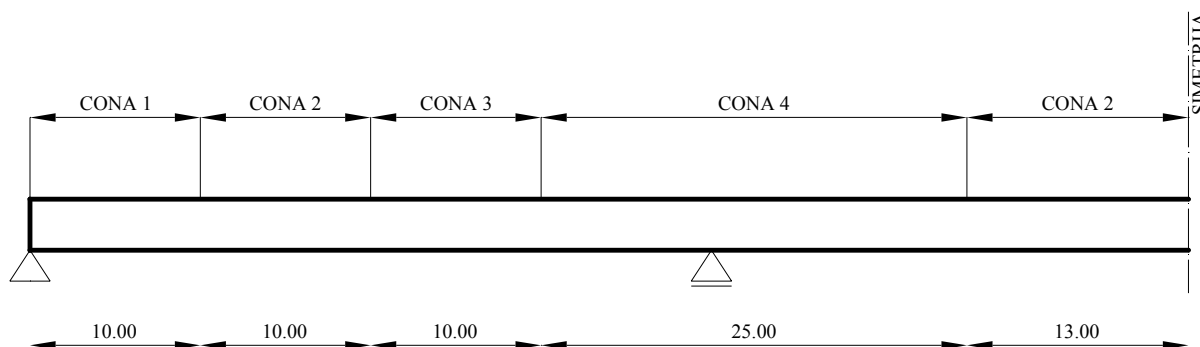
$$T_{sd} \leq T_{Rd1} = 952242 \text{ kNcm} < 5247536 \text{ kNcm}$$

Seštevek prereza armature v prečni in vzdolžni smeri

Seštevek prereza armature v prečni smeri je določen tako, da so za posamezne pozicije seštete vrednosti prevezov armature, ki poteka v prečni smeri. Seštevek za posamezno pozicijo v splošnem poteka po formuli $A_s = A_{s, \text{upogib, prečno}} + \frac{A_{sw, \text{strig, vzdolžno}}}{2} + \frac{A_{sw, \text{torzija, vzdolžno}}}{2}$. Presek armature za strig in torzijo je deljen z dva zato, ker so stremena dvostrizna. Nekatere pozicije ne vsebujejo vseh treh členov formule, saj posamezne obremenitve pozicij ne nastopajo v vseh pozicijah.

Vzdolžna armatura za zgornjo in spodnjo ploščo ter stojini je določena po formuli $A_{sl} = A_{s, \text{vzdolžno}} + \Delta A_{sl, \text{strig, ležišče}} + \frac{\Delta A_{sl, \text{torzija}}}{2}$. Pri tem $A_{s, \text{vzdolžno}}$ leži na celotni širini prereza plošče, armatura $\Delta A_{sl, \text{strig, ležišče}}$ je nameščena le v spodnji plošči in sicer nad ležiščema na širini 1 m ob levem in desnem robu plošče, $\Delta A_{sl, \text{torzija}}$ pa je nameščena le v območju škatle, saj je dodatna vzdolžna armatura zaradi torzije razporejena enakomerno po obodu škatle. Pri tem je polovica armature $\Delta A_{sl, \text{torzija}}$ nameščene v zgornji del plošče in polovica v spodnji del plošče oziroma polovica v zunanji del stojine in polovica v notranji del stojine.

Seštevek armature je opravljen v preglednicah 10, 11, 12 in 13. Skupna armatura je sešteta za pet različnih con. Lege con na prekladni konstrukciji so prikazane na sliki 25.



Slika 25: Lege con na prekladni konstrukciji

Cona 1 je seštevek strižne armature nad podporo *A*, upogibne armature v prečni smeri za območje podpor in vzdolžne armature za območje v polju 1. *Cona 2* je seštevek minimalne strižne armature, upogibne armature v prečni smeri za območje v polju in vzdolžne armature za območje v polju 1. *Cona 3* je seštevek strižne armature nad podporo *A*, upogibne armature v prečni smeri za območje v polju in vzdolžne armature za območje nad podporo *B*. *Cona 4* je seštevek strižne armature nad podporo *B*, upogibne armature v prečni smeri za območje nad podporo in vzdolžne armature za območje nad podporo *B*. *Cona 5* pa je seštevek minimalne strižne armature, upogibne armature v prečni smeri za območje v polju in vzdolžne armature za območje v polju 2. *Cona 5* ima enake preseke armature kot *cona 2*.

Preglednica 10: Seštevek armature v območju cone I

| CONA 1: $0 < L < 10$ m, enote cm^2/m | | | | | | |
|--|--------------------------|----------------------------|--|---|------------------------|--------------------------|
| ARMATURA V PREČNI SMERI | | | | | | |
| območje | upogib prečno | strig | torzija | SKUPAJ | | |
| 1 | 17.60 | 5.27 | 4.87 | 27.74 | | |
| 2 | 17.16 | 5.27 | 4.87 | 27.30 | | |
| 3 | 56.80 | ni | ni | 56.80 | | |
| 4 | 17.41 | ni | 4.87 | 22.28 | | |
| 5 | 37.44 | ni | 4.87 | 42.31 | | |
| 6 | 17.60 | 5.27 | 4.87 | 27.74 | | |
| 7 | 24.70 | 5.27 | 4.87 | 34.84 | | |
| 8 | 31.40 | ni | 4.87 | 36.27 | | |
| 9 | 19.21 | ni | 4.87 | 24.08 | | |
| 10 | 8.80 | ni | 4.87 | 13.67 | | |
| 11 | 8.80 | ni | 4.87 | 13.67 | | |
| ARMATURA V VZDOLŽNI SMERI | | | | | | |
| pozicija | vzdolžna spodaj/zunaj | vzdolžna zgoraj/znotraj | $\Delta A_{sl, strig}$ nad ležiščem | $\Delta A_{sl, torzija}$ zunaj/znotraj | SKUPAJ spodaj/zunaj | SKUPAJ zgoraj/znotraj |
| sp. plošča | 8.80 | ni | 13.85 | 5.13 | 13.93 in 13.85 | 5.13 |
| zg. plošča | ni | 8.80 | ni | 5.13 | 5.13 | 13.93 in 8.80 |
| stojina | ni | ni | ni | 5.13 | 5.13 | 5.13 |

Preglednica 11: Seštevek armature v območju cone 2

| CONA 2: $10 < L < 20$ m, enote cm^2/m | | | | | | |
|---|--------------------------|----------------------------|--|---|------------------------|--------------------------|
| ARMATURA V PREČNI SMERI | | | | | | |
| območje | upogib prečno | strig | torzija | SKUPAJ | | |
| 1 | 8.80 | 3.20 | 4.40 | 16.40 | | |
| 2 | 8.80 | 3.20 | 4.40 | 16.40 | | |
| 3 | 32.89 | ni | ni | 32.89 | | |
| 4 | 9.81 | ni | 4.40 | 14.21 | | |
| 5 | 17.22 | ni | 4.40 | 21.62 | | |
| 6 | 8.80 | 3.20 | 4.40 | 16.40 | | |
| 7 | 8.80 | 3.20 | 4.40 | 16.40 | | |
| 8 | 20.32 | ni | 4.40 | 24.72 | | |
| 9 | 8.80 | ni | 4.40 | 13.20 | | |
| 10 | 9.38 | ni | 4.40 | 13.78 | | |
| 11 | 5.50 | ni | 4.40 | 9.90 | | |
| ARMATURA V VZDOLŽNI SMERI | | | | | | |
| pozicija | vzdolžna spodaj/zunaj | vzdolžna zgoraj/znotraj | $\Delta A_{sl, strig}$ nad ležiščem | $\Delta A_{sl, torzija}$ zunaj/znotraj | SKUPAJ spodaj/zunaj | SKUPAJ zgoraj/znotraj |
| sp. plošča | 5.50 | ni | ni | 5.38 | 10.88 | 5.38 |
| zg. plošča | ni | 6.16 | ni | 5.38 | 5.38 | 11.54 in 6.16 |
| stojina | ni | ni | ni | 5.38 | 5.38 | 5.38 |

Preglednica 12: Seštevek armature v območju cone 3

| CONA 3: $20 < L < 30$ m, enote cm^2/m | | | | | | |
|---|--------------------------|----------------------------|--|---|------------------------|--------------------------|
| ARMATURA V PREČNI SMERI | | | | | | |
| območje | upogib prečno | strig | torzija | SKUPAJ | | |
| 1 | 8.80 | 5.27 | 4.40 | 18.47 | | |
| 2 | 8.80 | 5.27 | 4.40 | 18.47 | | |
| 3 | 32.89 | ni | ni | 32.89 | | |
| 4 | 9.81 | ni | 4.40 | 14.21 | | |
| 5 | 17.22 | ni | 4.40 | 21.62 | | |
| 6 | 8.80 | 5.27 | 4.40 | 18.47 | | |
| 7 | 8.80 | 5.27 | 4.40 | 18.47 | | |
| 8 | 20.32 | ni | 4.40 | 24.72 | | |
| 9 | 8.80 | ni | 4.40 | 13.20 | | |
| 10 | 9.38 | ni | 4.40 | 13.78 | | |
| 11 | 5.50 | ni | 4.40 | 9.90 | | |
| ARMATURA V VZDOLŽNI SMERI | | | | | | |
| pozicija | vzdolžna spodaj/zunaj | vzdolžna zgoraj/znotraj | $\Delta A_{sl, strig}$ nad ležiščem | $\Delta A_{sl, torzija}$ zunaj/znotraj | SKUPAJ spodaj/zunaj | SKUPAJ zgoraj/znotraj |
| sp. plošča | 8.80 | ni | 13.85 | 5.38 | 14.18 in 13.85 | 5.38 |
| zg. plošča | ni | 10.53 | ni | 5.38 | 5.38 | 15.91 in 10.53 |
| stojina | ni | ni | ni | 5.38 | 5.38 | 13.57 |

Preglednica 13: Seštevek armature v območju cone 4

| CONA 4: $30 < L < 55$ m, enote cm^2/m | | | | | | |
|---|--------------------------|----------------------------|--|---|------------------------|--------------------------|
| ARMATURA V PREČNI SMERI | | | | | | |
| območje | upogib prečno | strig | torzija | SKUPAJ | | |
| 1 | 17.60 | 16.75 | 4.87 | 39.22 | | |
| 2 | 17.16 | 16.75 | 4.87 | 38.78 | | |
| 3 | 56.80 | ni | ni | 56.80 | | |
| 4 | 17.41 | ni | 4.87 | 22.28 | | |
| 5 | 37.44 | ni | 4.87 | 42.31 | | |
| 6 | 17.60 | 16.75 | 4.87 | 39.22 | | |
| 7 | 24.70 | 16.75 | 4.87 | 46.32 | | |
| 8 | 31.40 | ni | 4.87 | 36.27 | | |
| 9 | 19.21 | ni | 4.87 | 24.08 | | |
| 10 | 8.80 | ni | 4.87 | 13.67 | | |
| 11 | 8.80 | ni | 4.87 | 13.67 | | |
| ARMATURA V VZDOLŽNI SMERI | | | | | | |
| pozicija | vzdolžna spodaj/zunaj | vzdolžna zgoraj/znotraj | $\Delta A_{sl, strig}$ nad ležiščem | $\Delta A_{sl, torzija}$ zunaj/znotraj | SKUPAJ spodaj/zunaj | SKUPAJ zgoraj/znotraj |
| sp. plošča | 8.80 | ni | 44.05 | 5.13 | 13.93 in 44.05 | 5.13 |
| zg. plošča | ni | 10.53 | ni | 5.13 | 5.13 | 15.66 in 10.53 |
| stojina | ni | ni | ni | 5.13 | 5.13 | 9.15 |

7 KONSTRUKCIJSKI OZIROMA ARMATURNI NAČRTI

7.1 Konstrukcijski načrti

Konstrukcijski načrti se nahajajo v prilogah *A*, *B* in *C*. Priloga *A* vsebuje vzdolžni prerez objekta, v prilogi *B* pa je tloris objekta. Oba načrta sta v merilu 1:200. V prilogi *C* sta prečna prereza objekta vključno s hodnikoma in ograjami v merilu 1:50.

7.2 Armaturni načrti

Armaturni načrti za prečno armaturo so izdelani za vsako cono dimenzioniranja posebej ter se nahajajo v prilogah *D1*, *D2*, *D3* in *D4*.

Vzdolžna armatura v stojini je prikazana na prilogah *E1* in *E2*. Priloga *E1* prikazuje vzdolžno armaturo stojine na zunanji strani prereza, priloga *E2* pa vzdolžno armaturo stojine na notranji strani prereza.

V prilogi *F1* je izrisana zgornja vzdolžna armatura voziščne plošče, v prilogi *F2* pa spodnja vzdolžna armatura voziščne plošče.

V prilogah *G1* in *G2* je predstavljena vzdolžna armatura spodnje plošče in sicer v prilogi *G1* zgornja vzdolžna armatura spodnje plošče, v prilogi *G2* pa spodnja vzdolžna armatura spodnje plošče.

8 SKLEP

Tehnologija postopnega narivanja je eden najpogosteje uporabljenih načinov gradnje prekladne mostne konstrukcije prednapetih betonskih mostov. Pri tem načinu gradnje imamo tako tehnične ugodnosti, ki jih ponuja montažna gradnja kot tudi lastnosti prekladne konstrukcije, ki jih zagotavlja monolitna gradnja. Končna konstrukcija je namreč preko vseh delovnih stikov armirana s potrebno prečno in vzdolžno mehko in prednapeto armaturo in je na ta način enakovredna klasični monolitni konstrukciji, ki je betonirana na odru.

Prekladna konstrukcija je tekom narivanja izpostavljena raznolikim obremenitvam, ki so posledica različnih statičnih sistemov. V določenih časovnih razmikih v vsakem prečnem prerezu nosilca pride do ciklične menjave predznakov notranjih sil. Iz tega razloga je potrebno fazo gradnje obravnavati ločeno od končnega stanja.

Oblika škatlastega prereza mostnega nosilca je primerna tako za prevzem pozitivnih in negativnih upogibnih momentov. Zgornja in spodnja plošča nudita dovolj prostora za namestitvev mehke in prednapete vzdolžne armature. Škatlast prečni prerez nudi tudi dovolj veliko torzijsko odpornost.

V fazi gradnje je prekladna konstrukcija prednapeta z ravnimi kabli, ki so nameščeni v zgornji in spodnji plošči škatlastega nosilca. Prednapetje v času gradnje mora biti tolikšno, da ustreza ekstremnim vrednostim pozitivnih in negativnih momentov v času narivanja prekladne konstrukcije. Za zmanjšanje velikosti konzolnega momenta in povesa na koncu konzole v času gradnje je uporabljen jeklen kljun, ki je v primerjavi z betonskim nosilcem lahek. Dolžina kljuna je odvisna od njegove teže, teže betonskega nosilca in dolžine razpetine. Pri razponih večjih od 50 do 60 m, je smiselno uporabiti tudičasne opornike. Namestočasnih opornikov pa lahko uporabimo tudičasni pylon, s katerega je s poševnimi vrvmi obešen konzolni del narivane prekladne konstrukcije. Slednja možnost pride v poštev, če je konfiguracija terena prezahtevna za postavitevčasnih opornikov.

Istočasno prednapenjanje prekladne konstrukcije za prevzem obremenitve v fazi narivanja in v času uporabe je negospodarno. Iz tega razloga v primeru kombinacije ravnih in parabolično vodenih notranjih kablov, ravne kable prednapnemo pred narivanjem, parabolično vodene kable pa po končanem narivanju, ko je nosilec v končni poziciji.

Škatlasti prerez, zgrajen po tehnologiji postopnega narivanja, je z mehko armaturo armiran po običajnih pravilih armiranja. Dve plasti ortogonalne armature sta položeni na zgornjem in spodnjem robu zgornje plošče, spodnje plošče ter na zunanji in notranji strani stojin. V prečni smeri je škatlast prerez armiran z ravnimi in krivljenimi palicami.